



TITLE:

まさ土地帯における降雨時の斜面
崩壊の機構と予測に関する研究(
Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

矢田部, 龍一

CITATION:

矢田部, 龍一. まさ土地帯における降雨時の斜面崩壊の機構と予測に関する研究. 京都大学, 1987, 工学博士

ISSUE DATE:

1987-01-23

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.r6123>

RIGHT:

まさ土地帯における降雨時の斜面崩壊の
機構と予測に関する研究

昭和61年6月

矢田部 龍 一

**まさ土地帯における降雨時の斜面崩壊の
機構と予測に関する研究**

昭和61年 6 月

矢田部 龍 一

目 次

第1章	序論	1
第2章	まさ土斜面の崩壊の特徴	4
2.1	まさ土斜面の崩壊の実態と特徴	4
2.2	従来の研究と本研究の視点	12
2.2.1	従来の研究	12
2.2.2	本研究の視点	14
	参考文献	15
第3章	突き固め及び不かく乱まさ土の力学的特性	17
3.1	概説	17
3.2	水分特性曲線に基づく不飽和透水係数の計算	18
3.2.1	水分特性曲線	19
3.2.2	Bruce法と理論式による不飽和透水係数の計算	20
3.2.3	実験及び計算結果と考察	22
3.3	不かく乱まさ土の三軸供試体の作成法	26
3.4	不かく乱まさ土の強度、変形特性	30
3.4.1	試料	30
3.4.2	三軸試験による強度定数	30
3.4.3	低圧下での強度定数	32
3.4.4	含水比変動に伴うせん断強度変化の要因	39
3.4.5	節理面などが強度特性に与える影響	42
3.4.6	不かく乱まさ土のクリープ特性	45
3.5	せん断特性の微視的機構	48
3.5.1	実験方法	48
3.5.2	実験結果と考察	50
3.6	コーン貫入試験に関する考察	54

3.6.1	砂地盤への静的、動的貫入抵抗に与える間隙水圧及び 応力状態の影響	56
3.6.2	強制圧を与える静的、動的貫入試験	70
3.6.3	まさ土地盤への貫入試験に関する一考察	72
3.7	結び	77
	参考文献	78
第4章	降雨時の斜面崩壊機構に関する室内及び現地実験	82
4.1	概説	82
4.2	降雨時の斜面崩壊機構に関する室内実験	82
4.2.1	試料、実験装置、実験方法	83
4.2.2	シリーズⅠの実験結果と考察	86
4.2.3	シリーズⅡの実験結果と考察	91
4.2.4	シリーズⅢの実験結果と考察	96
4.3	降雨時の斜面崩壊機構に関する現地実験	98
4.3.1	現地実験－Ⅰ	98
4.3.2	現地実験－Ⅱ	104
4.4	実際例からみた降雨時の斜面崩壊機構の考察	108
4.4.1	降雨時における斜面内間隙圧の変化	108
4.4.2	降雨による斜面崩壊例	113
4.5	結び	116
	参考文献	117
第5章	降雨浸透を考慮した斜面安定解析	119
5.1	概説	119
5.2	有限要素法による降雨浸透解析	120
5.2.1	解析方法	121
5.2.2	室内模型実験結果と数値解析結果の比較	122

5.2.3	斜面内間隙水圧に与える斜面形状、排水条件の影響	123
5.3	すべり面を仮定する各種安定解析法の比較検討	127
5.3.1	対象とした安定解析法	127
5.3.2	層厚が各解析法に与える影響	129
5.3.3	浸透水圧が各解析法に与える影響	130
5.4	降雨時の斜面安定に及ぼす斜面形状などの影響	134
5.4.1	解析方法	134
5.4.2	解析結果と考察	144
5.5	防止工の検討	139
5.6	結び	140
	参考文献	141
第6章	斜面崩壊発生時期の予測	144
6.1	概説	144
6.2	室内実験による降雨時の斜面崩壊予測の検討	145
6.2.1	試料、実験装置、実験方法	145
6.2.2	実験結果と考察	146
6.2.3	有限要素法による降雨時の斜面変位解析	150
6.3	現地実験による降雨時の斜面崩壊予測の検討	151
6.4	危険降雨量に影響する要因の検討と数値解析に基づく 危険降雨量の検討	154
6.4.1	崩壊発生までの連続総降雨量と崩壊の関係に影響する要因	155
6.4.2	数値解析による危険降雨量の検討	156
6.5	結び	162
	参考文献	163
第7章	結論	165
	謝辞	168

第 1 章 序 論

昭和57年には長崎大災害、58年には山陰豪雨と、近年、集中豪雨による災害が多発し、そのたびに貴重な多くの人命、財産が失われている。最近の豪雨災害の特徴の一つとして、犠牲者の大半が土砂災害によるということが挙げられる。これは、河川の改修が進み洪水による犠牲者が大幅に減少したことが最大の理由であろうが、平野部の地価上昇のありを受けて山間部の開発が進み、崩壊するような山裾にまで多くの住宅が十分な防災対策がなされないまま建設されてきたことも理由の一つであろう。実際、斜面角度 30° 以上、高さ5m以上の斜面で、想定被害区域内に人家が5戸以上（5戸未満であっても官公署、学校、病院、旅館などのある場合を含む）ある、いわゆる急傾斜地崩壊危険箇所は、建設省の昭和52年度の調査で64,284ヶ所であったものが、昭和57年度の調査では72,258ヶ所にもなっている。従って、土砂災害が急増した背景には、住宅行政の立ち遅れ、防災対策の立ち遅れがある。

ところで、土砂災害をもたらし斜面崩壊は長い目でみれば、地球の地形変遷の一過程であり、人間の力で全てをコントロールすることは困難な問題である。そういった観点から考えると、土砂災害を完全に防ぐことは困難であると言わざるをえない。しかし、必ず発生する斜面崩壊による災害を最小限に防ぐための努力は絶対に必要である。それには、斜面崩壊の発生機構を解明し、発生時期の予測法を確立し、また、適切な対策を行なわなければならない。防災対策の立ち遅れを指摘したが、全ての危険斜面に早急に対策を行なうことは、経済的問題から実際には不可能である。より崩壊の危険度が高い斜面に、より適切な対策を講じなければならない。また、人命を守り、被害を最小限に防ぐためには、よりの確かな予知法の開発が急務であろう。従って、斜面崩壊を研究する意義は大きく、また、研究者の責任も重い。

斜面崩壊に関しては様々な分野からの研究がなされてきている。それは、人工的に作られた盛土やフィルダムなどを除いて、自然斜面、切土のり面では、地質、地形、植生条件などの様々な観点からの考慮なしに崩壊現象を解明することが困難だからである。といっても、斜面崩壊は、崩壊を起こさせようとする力が崩壊を止めようとする力より大きくなった時に発生する。そういった意味から考えると、土質工学者の役割は非常に大きい。いかに複雑な現象であろうとも、それが力学的釣りの問題である以上、全てを力学的に、かつ、定量的に解明しようとする必要があるであろう。

ところで、斜面崩壊と一口に言っても、地すべり、急傾斜地崩壊、落石、土石流など

様々な形態がある。また、誘因、地質などの違いを数え上げていけば、その現象は複雑多岐にわたり、その全ての問題を本研究で説明するのはとても無理である。そこで、本研究では問題を限定し、まさ土地帯における降雨時の斜面崩壊機構に対して土質力学的な観点からの説明を試みるとともに崩壊時期の予知法の開発を主な目的とする。

花崗岩が風化したまさ土は、中国、近畿地方を中心として広く分布している。まさ土地域は、一般的に人工稠密で、生産活動の盛んなところが多い。まさ土は砂質土に分類され、透水性が非常によく、また、飽和時にみかけの粘着力が消失するという特性を持っている。そのため、豪雨時に崩壊が頻発し、多大な被害が生じている。例えば、代表的には呉、六甲における大災害がある。また、呉、六甲以外のまさ土地域でも崩壊の発生頻度は高い。従って、まさ土地域における斜面崩壊の研究を行なう必要性は高いと考えられる。

まさ土地帯における降雨時の斜面崩壊に関する研究は、これまで多く行なわれてきている。それらの研究により崩壊現象に関してはかなり明らかにされているが、定性的考察に留まるものが多く、土質力学的な観点からの定量的評価を行なった研究は少ない。それは次のような理由によるものと考えられる。

一つは不かく乱まさ土のサンプリングが非常に困難であるということである。斜面安定を定量的に考えるうえで、土の力学特性を解明することは必要不可欠である。しかし、力学試験を行なうにあたっての不かく乱供試体の作成が困難であったので、不かく乱まさ土の力学特性に関する研究は遅れている。不かく乱試料の代わりに突き固め試料を用いることが考えられるが、まさ土は不かく乱試料とそれを乱した試料とでは力学特性が異なることが知られているので、突き固め試料を不かく乱試料の代用には限界がある。従って、不かく乱まさ土の供試体のサンプリング法を開発し、力学特性を解明することが必要であろう。

また、降雨時の斜面安定問題が浸透問題と安定問題の複合問題であるというところにも問題の複雑さがある。豪雨時の斜面崩壊は当然、降雨が浸透することにより発生する。降雨浸透に伴って変化する力学条件は、斜面内間隙圧の発生、自重の増加、強度定数の低下などである。しかし、従来の研究では、崩壊の主要因であると考えられる降雨に伴って発生する斜面内間隙圧の定量的評価がほとんどなされていない。例えば、多くの研究で間隙圧を仮定して安定解析を行ない、強度定数を逆算するというようなことが行なわれている。安定解析を行なう場合、間隙圧の影響は非常に大きい。間隙圧の仮定の仕方でも強度定数は大きく変わる。崩壊の主要因である斜面内間隙圧に着目して崩壊機構を検討する必要があるし、また、斜面内間隙圧の定量的評価を行なう必要があろう。そして、それらの結果を考慮して始めて降雨時の斜面安定解析が可能となる。

さらに、降雨時の斜面安定問題は非常に複雑な問題であるが故に、室内での要素試験、模型試験、数値計算などだけで現象を解明することには限界があり、どうしても現地での様々な観測や実際の崩壊実験が要求されるということが考えられる。これらの研究は莫大な時間と労力が必要とされるので、あまりなされていない。崩壊機構の解明や予知法の開発のためには、現地における崩壊実験、観測がなされなければならない。

本研究では、上述した点を考慮して、2章でまさ土地帯の崩壊の実態を述べ、3章で不かく乱まさ土のサンプリング法を提案し、また、力学的特性を解明し、4章で室内模型実験、現地実験により崩壊機構の検討を行ない、5章で降雨時の斜面安定解析法を検討し、6章で崩壊時期の予知法について述べ、7章で本研究の結論を示した。

以上、本研究はまさ土地帯における降雨時の斜面崩壊機構の土質力学的解明と崩壊時期の予知法の開発を目的としたものであるが、本研究で示した結論の多くは、まさ土地帯のみならず、他の砂質斜面の崩壊に対しても適用可能であると考えられる。

第2章 まさ土斜面の崩壊の特徴

まさ土地帯における斜面崩壊機構の解明と予知法を確立するためには、これまでの崩壊の実態および特徴について調査することが出発点であり、また、重要なことであろう。そこで、本章では、これまで調査されている呉市内、広島市内、六甲山系、小豆島、および今回調査した愛媛県東中予のまさ土地帯の崩壊の実態について述べ、また、崩壊の特徴について検討する。そして、その結果をもとに崩壊機構の解明と予知法を確立するための研究の観点を述べる。なお、まさ土の力学的特性については次章で述べる。

2.1 まさ土斜面の崩壊の実態と特徴

まさ土斜面の崩壊の実態ならびに特徴を崩壊層厚、崩壊の形式、斜面角度、崩壊規模、崩壊土層の強度、降雨条件などから考えてみる。

① 各地域の地質の特徴

崩壊の特徴を述べる前に各地域の地質の特徴について簡単に述べる。呉市、広島市はいわゆる広島型黒雲母花崗岩の風化したまさ土が広く分布し、斜面災害が多発している。この花崗岩は一般に中から粗粒で、各成分鉱物は完全に分離し、石英以外は全て変質している。ここで、細粒、中粒、粗粒とは、結晶粒径から大まかにわけられたもので、一般的には1mm以下を細粒、1～3mmのものを中粒、3mm以上を粗粒としている。六甲山系は主として花崗岩類で構成されている。花崗岩類は六甲花崗岩と布引花崗岩に大別される。六甲花崗岩は広島型に属し、中から粗粒のものは風化に弱く、それが広く分布している。布引花崗岩はいわゆる領家型に属し、雨水の浸食を受けやすい。小豆島は基盤は領家型花崗岩で、火成碎屑岩をはさんで、その上に各種の安山岩類溶岩などがキャップロック状に存在している。まさ土は中から粗粒で海岸沿いに広く分布している。愛媛県は東西に中央構造線が走り、地質は中央構造線の北側の領家帯と南側の三波川帯、秩父帯に大別される。三波川帯、秩父帯の地質は非常に悪く、地すべりが多発している。領家帯の花崗閃緑岩は風化がかなり進み、粗粒のいわゆる鬼まさとなっている部分が多い。

② 崩壊層厚、崩壊の形式

図2.1.1は、網干ら¹⁾がコーンペネトロメーターを用いて広島市比治山で調査した表土

層厚の分布を示すものである。厚さ60～69cmのものが32%で最も多く、全体の平均層厚は58.1cmである。図2.1.2は、網干ら²⁾が呉市、広島市における数百件の崩壊調査資料を整理してえた崩壊層厚と斜面角度の関係である。これから、崩壊層厚は1 m以下であり、斜面角度が大きくなるにつれ崩壊層厚は若干薄くなる傾向があることがわかる。斜面角度が大きくなるにつれ崩壊層厚が小さくなる理由の一つとして次のことが考えられる。図2.1.3は、愛媛県重信川の流域で実測した表土層厚と斜面角度の関係である³⁾。地質は領家型

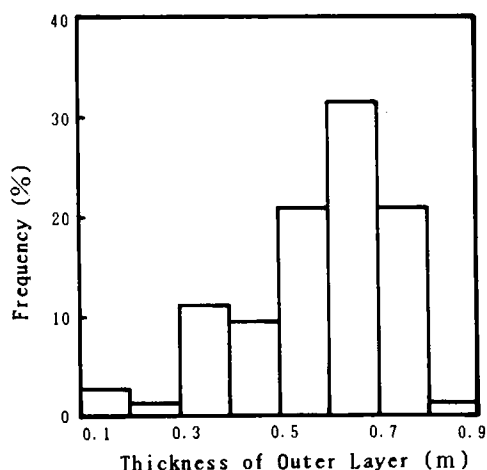


図2.1.1 表土層厚の分布（広島市比治山）

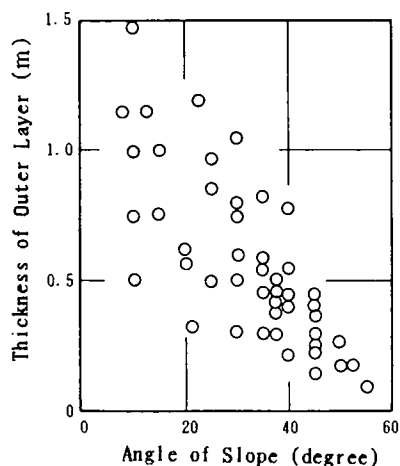


図2.1.3 表土層厚と斜面角度の関係（松山市）

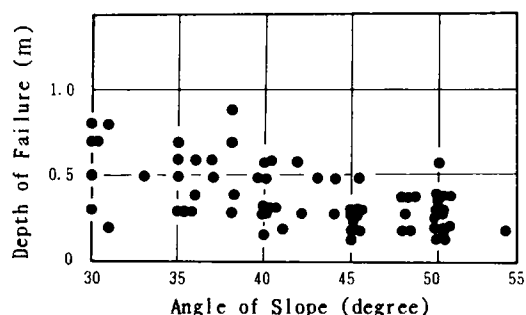


図2.1.2 崩壊層厚と斜面角度の関係（広島地域）

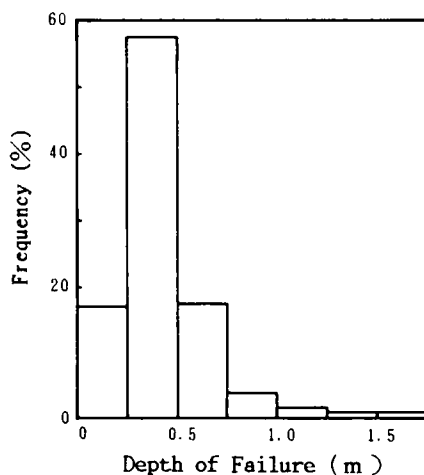


図2.1.4 崩壊土層の平均厚さの度数分布（六甲山）

花崗閃緑岩の風化したまさ土である。ばらつきはあるが、表土層厚は斜面角度が急になるにつれ薄くなる傾向がある。従って、斜面角度が急なほど崩壊層厚は薄くなるであろう。

図2.1.4に六甲山系における崩壊土層の平均深さの度数分布を示す。資料は昭和42年7月豪雨における六甲山系全体にわたる190箇所の崩壊斜面を神戸市土木局が調査したものである⁴⁾。崩壊層厚はほとんど1 m以下である。

図2.1.5に愛媛県東中予における崩壊土層の平均深さの度数分布を示す。資料は昭和55、57年に崩壊した117箇所の調査資料にもとづくものである^{5)・6)}。崩壊の平均深さは0.5～1.0mのものが最も多い。2 mを超えるものは基岩崩壊である。

図2.1.6に愛媛県南予地方における崩壊土層の平均深さの度数分布を示す。なお、愛媛県南予地域は、前述したように三波川帯、秩父帯に属し、複雑な地質構成をなしている。資料は昭和55、57年に梅雨前線および台風などによる豪雨により崩壊した121箇所の調査資料にもとづくものである^{5)・6)}。崩壊の平均深さをみると1.0m～1.5mのものが最も多く、3.0mを越えるようなものもかなり発生している。前に述べたまさ土地帯のものに比べて、崩壊深さはかなり深い。土木研究所砂防部急傾斜地崩壊研究室がまとめた昭和47～57年の全国の崩壊調査資料⁷⁾によれば、崩壊の深さの平均値は1.5mである。これから、まさ土斜面の崩壊層厚はかなり薄く、表層すべり型の崩壊が多いことがわかる。

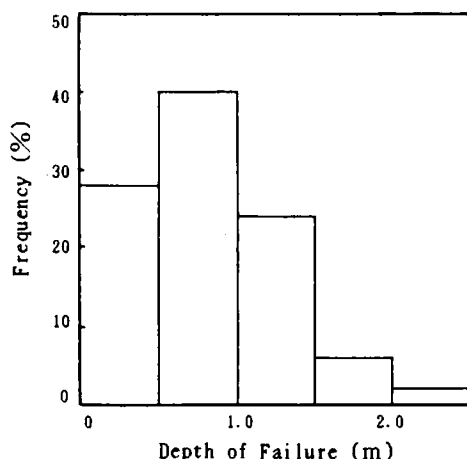


図2.1.5 崩壊土層の平均厚さの度数分布
(愛媛県東中予)

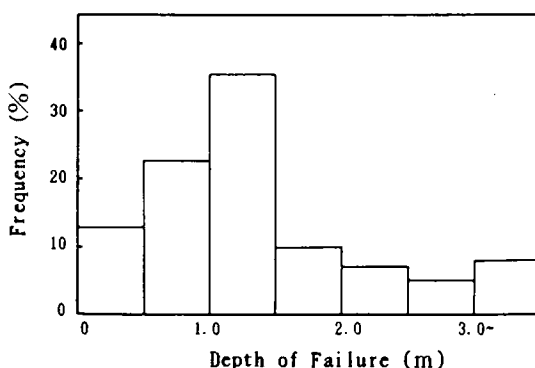


図2.1.6 崩壊土層の平均厚さの度数分布
(愛媛県南予)

ところで、本来、崩壊深さは地質、地形、間隙水圧などの条件によりいかなる値も取り得る。従って、崩壊層厚がなぜそのような値でなければならないかを決定論的に明らかにするには、種々の条件を考慮して定量的に論じなければならないが、現状では困難である。そこで、表層すべり型の崩壊が多い理由を定性的に考えてみる。前述したように、まさ土は深層風化する。しかし、深さ方向に一樣に風化が進行していくのではない。表層部ほど風化が進み、深さ方向に徐々に風化の度合いは小さくなる。本節の⑤崩壊土層の物性のところで詳述するが、崩壊が発生した土層の乾燥密度は 1.5 g/cm^3 程度以下の場合がほとんどである。これから考えると、表層部より徐々に風化が進行し、乾燥密度で 1.5 g/cm^3 程度以下の層がある程度の厚さまで形成されると崩壊が発生しやすくなるのであろう。崩壊のすべり面付近は水理的、力学的にわずかの不連続面になっている場合が多いと考えられる。このような崩壊の発生しやすい層の形成は、当然風化によるわけであるが、植生が風化を助長している場合も多いと思われる。植生の影響に関しては、今後検討する必要がある。

(3) 崩壊の斜面角度ならびに規模

図2.1.7に呉地区の、図2.1.8に六甲山系の、図2.1.9に愛媛県東中予の崩壊した斜面の角度の度数分布を示す。呉地区の資料は昭和20、42年の災害調査結果にもとづく⁸⁾。これをみると、呉地区では $35^\circ \sim 45^\circ$ 程度の斜面に、六甲山系では $40^\circ \sim 70^\circ$ 程度の斜面に、愛媛県東中予では $45^\circ \sim 55^\circ$ 程度の斜面に崩壊が多発していることがわかる。これは、各地区でこの程度の傾斜を持っている斜面が非常に多いことが原因しているのではないかと

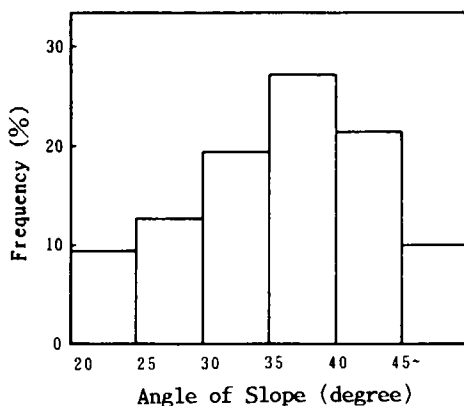


図2.1.7 斜面角度の度数分布
(呉市)

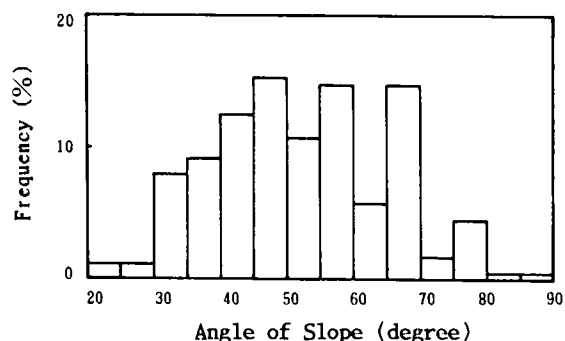


図2.1.8 斜面角度の度数分布
(六甲山)

思われるが、災害発生の危険箇所の判定のための目安として役立つであろう。

図2.1.10にまさ土地帯ではない愛媛県南予地方における崩壊した斜面の角度の度数分布を示す。40°～50°のものが最も多く、図2.1.9に示した愛媛県東中予のまさ土地帯のものに比べて若干緩いようである。また、まさ土地帯ではみられなかった25°～30°の斜面の崩壊も発生している。急傾斜地崩壊研究室の資料によれば、10°～90°の広い範囲にわたって崩壊が発生しているが、40°～50°のものが最も多く全体の35%程度を占める。

図2.1.11に崩壊土量、図2.1.12に崩壊長さ、図2.1.13に崩壊幅のそれぞれ度数分布を示す。いずれも愛媛県東中予の崩壊資料にもとづく。崩壊土量は50m³以下のものが最も多く、大半が100m³以下の小規模な崩壊である。崩壊長さは5～10m、崩壊幅は10～15mのものが最も多く、平均的にみても崩壊幅の方が崩壊長さより大きい。従って、2次元的な取り扱いが適用できるケースもかなりあると考えられる。図示はしていないが、呉、広島、六甲でも100m³以下の小崩壊が大半を占める。また、崩壊長さ、崩壊幅もほぼ同様な値である。

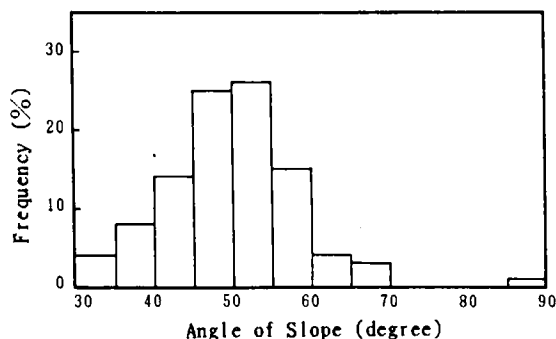


図2.1.9 斜面角度の度数分布
(愛媛県東中予)

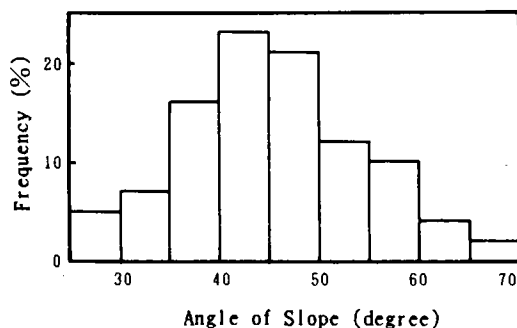


図2.1.10 斜面角度の度数分布
(愛媛県南予)

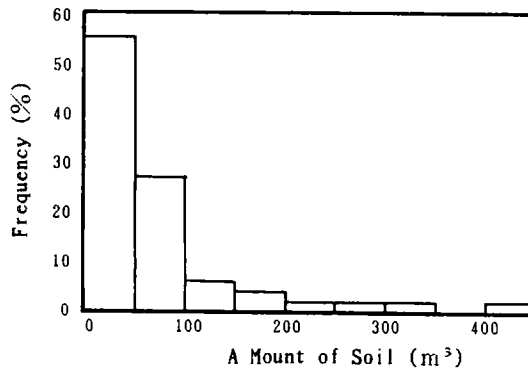


図2.1.11 崩壊土量の度数分布
(愛媛県東中予)

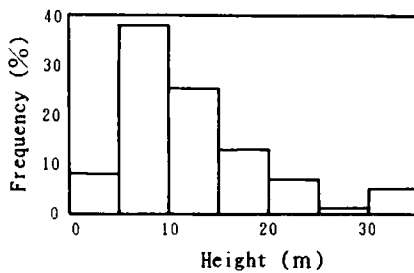


図2.1.12 崩壊長さの度数分布
(愛媛県東中予)

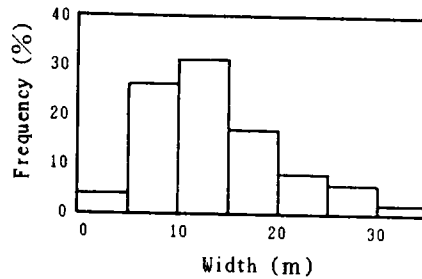


図2.1.13 崩壊幅の度数分布
(愛媛県東中予)

(4) 降雨条件

崩壊が発生するまでの降雨量については、前日までの事前降雨量と崩壊時の降雨強度の両者から判断することの重要性が指摘されている。そこで、まさ土地帯の呉市と愛媛県東中予、それとまさ土地帯ではない愛媛県南予の場合を整理した結果を図2.1.14、図2.1.15、図2.1.16に示す。呉市は昭和31年から昭和41年の資料⁹⁾により、愛媛県は昭和55、57年の資料による。降雨量は気象庁アメダス資料による。事前降雨量としては1週間降雨量を、降雨強度としては崩壊発生日の日降雨量をとった。また、崩壊が数日にわたって発生する場合があるが、第1回の崩壊が発生した日で全て整理した。第1回の崩壊が発生した

後も降雨が続けば当然崩壊が連続して起こっているが、そのような場合も第1回目だけを整理してある。従って、この整理は崩壊が発生する最小降雨量を示していることになる。また、崩壊時の降雨強度としては厳密には崩壊発生時の時間雨量で整理するのが望ましいと思われるが、崩壊発生時刻が明らかでない場合が多いので便宜的ではあるが崩壊時の降雨強度としては崩壊発生時の当日雨量で整理した。これから、呉市と愛媛県東中予地方は、図に示す限界雨量曲線が求められるようである。これに対して、愛媛県南予の場合、はっきりした限界雨量曲線は求められない。これは、呉市と愛媛県東中予の場合、それぞれの地域で土質、地質、地形が比較的揃っているからであろう。一方、愛媛県南予の場合、土質、地質、地形が複雑で崩壊が発生するまでの降雨条件が場所ごとに異なるからであろう。また、呉市と愛媛県東中予では限界雨量曲線が異なる。これも、両者で地質などが異なるからであろう。従って、まさ土地域全体で、あるいは日本全体でといったような限界雨量曲線を見出すことは無理であろうが、特定の地域に限れば限界雨量曲線を設定できる可能性はある。

ここで、同一降雨強度で地質が異なる場合の斜面崩壊の実態について調べる。図2.1.17に小豆島における昭和49、51年豪雨による崩壊地の分布を示す¹⁰⁾。同図は航空写真から判読した幅数m以上の崩壊について、10件を1つのプロットで示してある。これを見ると、安山岩地帯には崩壊はほとんど発生せず、海岸沿いの花崗岩地帯に崩壊が多発したことが明らかである。また、図示はしないが、昭和20、42年の呉地区の斜面崩壊を地質的に

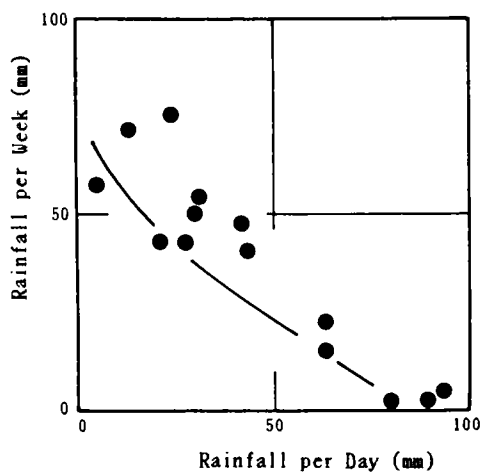


図2.1.14 限界雨量曲線（呉市）

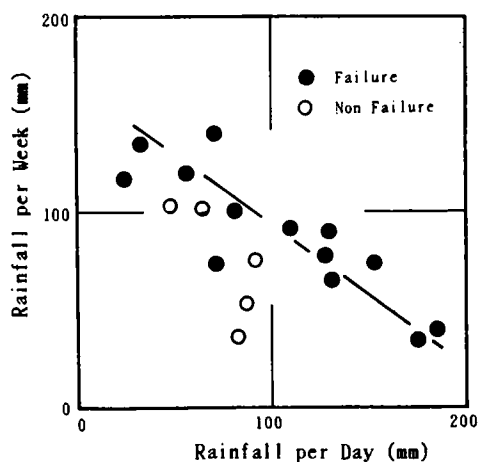


図2.1.15 限界雨量曲線（愛媛県東中予）

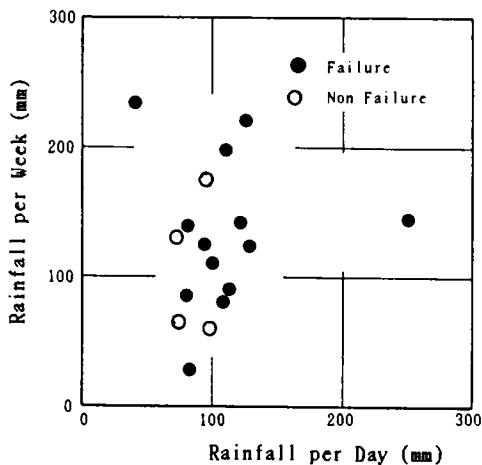


図2.1.16 限界雨量曲線（愛媛県南予）

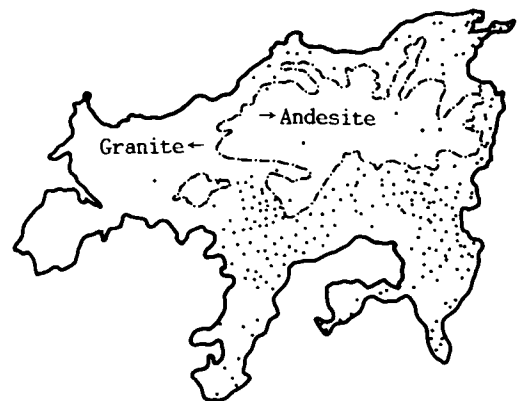


図2.1.17 崩壊地の分布（小豆島）

みると、崩壊は花崗岩地帯（中～粗粒のまさ土）に圧倒的に多く、石英斑岩地帯ではほとんど起こっていない。また、細粒のまさ土地帯でも崩壊は少ない。これは、石英斑岩地帯の土壌が比較的粘着力に富んでいるのに対し、まさ土は飽和状態では粘着力がほとんど消失するということが影響している。また、細粒の花崗岩は風化が進行しにくいと透水係数も中～粗粒のものに比べて小さいということが影響していると思われる。

いずれにしろ、斜面崩壊が発生するまでの降雨量は透水係数、せん断強度、斜面角度、表層土の厚さなど様々な影響を受けるので、経験的な整理だけでなく、数値解析的あるいは理論的な裏付けが必要であろう。なお、まさ土地帯の限界雨量は他の地質の地域に比べて小さいという報告がある¹¹⁾。

⑤ 崩壊土層の物性

網干ら¹¹⁾は広島市比治山でコーン貫入試験を行なっている。それによれば、 q_c は20cm深さで1.0～2.0kgf/cm²程度、30cm深さで3.0kgf/cm²程度、50cm深さで4.0kgf/cm²程度となっており、風化が深さ方向に進行している。また、 $q_c = 6.0\text{kgf/cm}^2$ 以下に崩壊例が多く危険度が高いことを指摘している。なお、乾燥密度 γ_d は1.4～1.5gf/cm³程度である。

六甲山系では崩壊土層の γ_d は1.38～1.67gf/cm³、土研式簡易貫入試験値 N_{10} は15～18 (blows/10cm) という値が示されている¹²⁾。なお、沖村ら¹³⁾が六甲の青谷試験地で求め

た値では γ_d が 1.5 gf/cm^3 以下、 N_{10} が10以下となっている。このように、表層崩壊を起こしたまさはかなり風化が進んでいる。

以上、まさは土地帯の崩壊の実態と特徴を述べてきた。しかし、まさは土地帯であってもそれぞれローカルな特性があるので、斜面崩壊の特徴をまとめて論じることが困難であろうが、いくつかの共通的な特徴について再度述べておく。

- 1) 崩壊深さは基岩崩壊の場合を除いて小さく、ほとんど1 m以下である。土木研究所砂防部急傾斜地崩壊研究室がまとめた全国の崩壊調査資料では、崩壊の平均深さが1.5 mであるのに比べると崩壊層厚は小さく、まさは土地帯では表層すべり型の崩壊が多いことがわかる。
- 2) 呉市、小豆島にみられるように、同一降雨条件であっても、まさは土斜面の崩壊が他の地質の斜面の崩壊に比べて圧倒的に多い。まさは土斜面は降雨に非常に弱い。
- 3) 崩壊した斜面の角度は 30° 以上で、地域によって異なるが、 $35^\circ \sim 55^\circ$ の斜面に崩壊が多数起こっている。
- 4) 地域を限定すれば限界雨量曲線を求めることが可能であろう。ただし、崩壊が発生するまでの降雨量には種々の条件が影響するので、経験的方法だけでなく、数値解析的、あるいは理論的な裏付けが必要であろう。
- 5) 花崗岩は深層風化するが、その風化の進行は地表面にほぼ平行であり、貫入試験のデータも斜面に平行に変化している。また、崩壊土層はかなり風化が進んでいる。

2.2 従来の研究と本研究の視点

2.2.1 従来の研究

まさは土斜面の崩壊は99%以上が降雨を直接の誘因として発生している。斜面崩壊とその誘因としての水の関係には、従来より関心が集められ多くの研究がなされている。斜面崩壊と水という観点で研究を概観してみると、地形的、地質的には水の集まりやすさといった水文学的解析、地質的には水に強いあるいは弱いといった地質的評価、土質力学的には物性の評価や浸透、安定問題、予知としては降雨量の統計処理や崩壊の前兆現象としての斜面内間隙圧といったことがなどがあげられる。ここで、降雨時の斜面崩壊機構と予知などに関する従来の研究のうち、土質力学的な観点からの研究を簡単に紹介しておく。

まず、崩壊機構に関する研究をみる。模型実験による研究としては、斎藤ら¹⁴⁾、山村ら¹⁵⁾によるものなどがある。斎藤らは人工降雨による砂質盛土の崩壊実験を行ない崩壊機構を調べた。そして、崩壊が発生する条件として、不透水の基盤があること、降雨浸透

に伴ない地下水面が上昇して地表面を切るか、地表面近くまで達することが必要であることなどを指摘している。山村らは関東ロームを盛土材とした大型模型実験を行ない、降雨による崩壊は主に土のせん断強さの低下にもとづくことを見出し、強度と飽和度の関係を求めて結果を解析し、現象と良い一致を得ている。この実験では、間隙圧の上昇はわずかであったが、これは関東ロームの透水性の影響であろう。

解析的研究としては、鉛直浸透だけを考慮した西田ら¹⁶⁾、松尾ら¹⁷⁾の研究、2次元浸透解析による間隙圧分布を考慮した安定解析を行なった久楽ら¹⁸⁾、芥川ら¹⁹⁾の研究がある。西田らは、雨水浸透時の間隙圧を鉛直浸透実験、アウセレーエフの浸透理論より求め、間隙圧と自重の増加それと強度定数の変化を考慮して安定解析を行なっている。松尾らは2相流浸透理論を用いて降雨時の任意時刻の土中水分状態を求め斜面の破壊確率の計算を行なっている。久楽ら、芥川らは有限要素法による飽和・不飽和浸透解析を行ない、模型実験結果と良く合うこと、その結果と強度定数の低下などを考慮すれば安定解析が可能であるという結論を得ている。

現地観測によるものとしては、田中²⁰⁾の研究などがある。田中は六甲山の花崗岩地帯で長期の現地観測を行ない、降雨に敏感に反応する地下水が存在する破碎帯があれば崩壊の可能性が非常に高いことなどを指摘している。

崩壊発生時期の予知に関する研究は、大別して2つの方法がある。一つは前兆現象を斜面の何らかの動きから検知しようとするものであり、もう一つは崩壊発生を支配する主な誘因の変化から予測しようとするものである。前者の崩壊発生の前兆現象によるものとしては、斎藤²¹⁾の地表面のひずみ速度の変化から推定する方法が最も有名である。その有効性を検証した事例もかなり報告されている。さらに、地表面の傾斜の変動から推定する方法やA Eによる方法も提案されている。後者の方法としては、崩壊発生の危険降雨量の検討があげられる。例えば、網干ら²²⁾は災害発生の前日までの2週間の総雨量と災害発生日の日雨量をとって整理すると、災害発生を予測できる限界雨量曲線が得られることを指摘している。

不かく乱まさ土の力学的特性に関する研究は、必要性は指摘されながらもあまり多くなされていない。それは、不かく乱状態で供試体の作成が非常に困難だったからである。せん断特性に関して、一面せん断試験機を用いた研究は数例あるが、三軸試験機を用いた研究はほとんどなく、庄野ら²³⁾の研究が代表的なものである。まさ土斜面の表層崩壊を対象にする場合、不かく乱試料の低応力下でのせん断挙動を解明する必要があるが、まだ十分な研究はなされていない。

2.2.2 本研究の視点

従来の研究により、降雨時の斜面崩壊に関してかなりのことが明らかにされている。しかし、まだ、多くの問題点も残されていると思われる。それは、実際の斜面崩壊は地質、地形、降雨、水理、植生などの条件が絡み合って発生するという非常に複雑な現象であるからである。例えば、地質ひとつを考えても、均一なものはまずあり得ない。しかし、一つ一つの条件を全て考えるときりがないので、本研究では前述したまさ土地帯の斜面崩壊の実態例をもとに類型化して、土質力学的観点からのみ考えることにする。

降雨時に斜面が崩壊する原因としては、自重の増加、間隙圧の増加、強度定数の低下（普通の砂質土では含水状態によって強度定数の変化は殆どないが、まさ土のような破碎性土の場合含水比が大きくなれば見かけの粘着力や内部摩擦角が低下することが知られている）、表面流の発生、パイピングなどが考えられる。ところで、斜面崩壊の実態調査によれば、崩壊件数が最も多いのは、梅雨期の豪雨のように地盤が湿潤状態になっている時に大雨が降った場合である。これを崩壊機構から考えると、先行降雨で湿潤状態になっている地盤の自重が増加し、強度定数が低下しているところに、降雨強度の強い雨が降って斜面内間隙圧が一気に増加して、せん断強度が低下したことが主な原因であろう。間隙圧の増加が主原因であるような斜面崩壊が多く発生していると考えられるにもかかわらず、間隙圧の増加に主眼を置いた研究は少ない。従って、本研究では降雨時に発生する間隙圧に主眼を置いて、降雨時の斜面安定問題を浸透問題と安定問題の複合問題としてとらえ、実験的、解析的研究を行なう。その際、対象とするモデルは2次元モデルで、前述したまさ土地帯の崩壊の特徴を考えて、不透水層を有し、均一な土からなる斜面の崩壊層厚の薄い表層すべりを主に扱う。ここで、基岩であっても小さいながら透水性を有するので完全な不透水層は存在しないということからすると、厳密には深さ方向に種々透水係数を変えたモデルで考えることが望ましい。しかし、現実的には浸透水量にもよるが透水係数が2オーダーも異なれば不透水層と扱っても大差ない場合が多いので、不透水層を有するモデルで考えても一般的な結論を導くことができると考えられる。

具体的には、まず、不かく乱まさ土のサンプリング法を開発し、その試料を用いて不飽和浸透特性、低下下でのせん断特性などを明らかにする。また、斜面内間隙圧に主眼を置いて室内模型実験、現地実験などで崩壊機構を解明する。そして、それらの結果と飽和・不飽和浸透解析よりえた間隙圧、自重の変化さらに強度定数の変化を考慮して斜面安定解析を行ない、降雨時の斜面安定解析法を確立する。また、安定解析にあたってはすべり面を仮定する種々の解析法の比較検討を行ない、考察を加える。さらに、その手法を用いて降雨時の斜面安定に及ぼす斜面形状などの影響や水抜き工などの対策工の効果を検討す

る。最後に、前兆現象のうち、主に間隙圧に着目して室内実験、現地実験により崩壊発生時期の予知の可能性を調べる。崩壊発生時期の予知を間隙圧に着目して調べた研究は少ないが、降雨が誘因である以上、それと直接関係する間隙圧の挙動をもとに予知する方が得策であろうという考えにもとづき、主に水圧に着目して可能性を調べた。また、危険降雨量（限界降雨量）を降雨時の安定解析結果をもとに求め、実際の崩壊例と比較検討した。危険降雨量はこれまで崩壊資料にもとづいて経験的に与えられていたが、理論的根拠は明らかでなかった。数値解析的な裏付けも必要であろう。また、危険降雨量は浸透特性、強度定数といった地質や層厚などの地形の影響を当然受けるであろう。そこで、数値解析によりこれらの影響を調べ検討を加えた。

参考文献

- 1) 網干寿夫、小堀慈久：貫入試験値による斜面風化状況調査－広島市・呉市の場合－、第36回土木学会中国四国支部研究発表会講演概要集、pp. 169～170、1984.
- 2) 網干寿夫、中之堂裕文：マサの斜面崩壊時におけるせん断強度について、第11回土質工学研究発表会発表講演集、pp. 737～740、1976.
- 3) 小川滋：山林地における山腹崩壊の生起確立の算定法について、第19回自然災害科学総合シンポジウム講演要旨集、pp. 149～150、1982.
- 4) 沖村孝、田中茂、岩田修三：数量化法による山腹崩壊の研究－その1、土木学会関西支部年次学術講演会講演概要集、Ⅲ、1974.
- 5) 愛媛県土木部砂防課：昭和55年度急傾斜地崩壊調査資料、1981.
- 6) 愛媛県土木部砂防課：昭和57年度急傾斜地崩壊調査資料、1983.
- 7) 建設省土木研究所砂防部急傾斜地崩壊研究室：がけ崩れ災害実態について、土木研究所資料、第2161号、1985.
- 8) 広島県土木部砂防課：昭和20年9月17日における呉市の水害について、1951.
- 9) 呉市消防局：呉市におけるがけくずれの予知とその警報の時期について、1968.
- 10) 中島暢太郎（研究代表者）：昭和51年9月台風17号による災害の調査研究総合報告書－27.小豆島の土砂災害について、文部省科学研究費、自然災害特別研究研究成果報告書、pp. 109～115、1977.
- 11) 網干寿夫（研究代表者）：マサ土地帯における土砂災害の予測と防止に関する研究、文部省科学研究費、自然災害特別研究研究成果報告書、1985.
- 12) 建設省六甲砂防工事事務所、復建調査設計(株)：宇治川流域崩壊地調査結果報告書、1988.

- 13) 沖村孝(研究代表者) : 数値地形モデルによる崩壊発生危険度の予知に関する研究、文部省科学研究費、自然災害特別研究②研究成果報告書、pp.1~28、1985.
- 14) 斎藤迪孝、上沢弘 : 人工降雨による砂質盛土の崩壊と排水による防止効果に関する実験、鉄道技術研究報告、No.654、1968.
- 15) 山村和也、久楽勝行、川口丸雄 : 降雨実験からみた斜面の安定解析法、土木技術資料、Vol.15-No.3、1973.
- 16) 西田義親、八木則男、二木幹夫 : 雨水浸透による地盤内発生間隙水圧と斜面安定、土木学会論文報告集、第262号、pp.91~100、1977.
- 17) 松尾稔、上野誠 : 破壊確率を用いた自然斜面の崩壊予知に関する研究、土木学会論文報告集、第281号、pp.65~74、1979.
- 18) 久楽勝行、石塚廣史 : 雨水の浸透と盛土の安定性、土と基礎、Vol.30、No.9、pp.37~43、1982.
- 19) 芥川真知、風間秀彦、中島健一 : 降雨の浸透を考慮した砂質斜面の安定性について、第18回土質工学研究発表会発表講演集、pp.1277~1280、1983.
- 20) 田中茂 : 浸透・地下水に関して、土質工学会、豪雨時における自然斜面の安定に関するシンポジウム発表論文集、pp.67~74、1978.
- 21) 斎藤迪孝 : 斜面崩壊発生時期の予知に関する研究、鉄道技術研究所報告、No.706、1970.
- 22) 網干寿夫 : 集中豪雨とマサ土斜面の崩壊、施工技術、Vol.15、No.11、pp.39~46、1972.
- 23) 庄野久人、佐々木清、藤原茂範 : 乱さない風化花コウ岩試料の特性について、土と基礎、Vol.23、No.2、pp.19~24、1975.

第3章 突き固め及び不かく乱まさ土の力学的特性

3.1 概説

中国・近畿地方に広く分布しているまさ土地域では急傾斜指定箇所も多く、豪雨時に斜面崩壊が頻発している。その安定解析、崩壊予測、対策工には特殊土と呼ばれるまさ土の力学特性を解明する必要がある。

締め固めたまさ土の力学特性に関しては、かなり研究が進められてきている。例えば、福田¹⁾は盛土斜面の安定解析を対象として、浸水によるまさ土の強度低下などを調べている。また、三浦ら²⁾は粒子破碎がまさ土のせん断強度に与える影響を調べている。しかし、自然斜面の安定解析に必要となる不かく乱まさ土の強度・変形特性に関する研究は非常に少ない。それは、下記のような問題点が解決されていないためだと思われる³⁾。

① まさ土は組織が非常にもろいので、不かく乱状態で供試体の作成が困難である。

② 低圧下でのせん断強度を正確に測定する試験法が確立されていない。

不かく乱まさ土の強度・変形特性に関する研究には、一面せん断試験機を用いたものとして小野寺ら⁴⁾、西田ら⁵⁾によるものがある。三軸圧縮試験機を用いたものとしては比較的大型の供試体を使用した庄野ら⁶⁾の研究や小型の供試体による青山ら⁷⁾の研究がある。しかし、三軸試験用の供試体の作成は容易ではなく、その力学特性也未解明な点が多い。また、浸透解析を行なう場合必要となる不飽和浸透特性も、まさ土に対してはほとんど調べられていない。さらに、斜面調査にはコーン貫入試験が多く使用されているが、まさ土は含水比変動に伴ってせん断強度が大きく変化するので、試験法、結果の解釈には注意が必要であろうが、十分な説明はなされていない。

そこで、本研究では、まさ土の不飽和浸透特性の解明、不かく乱まさ土供試体の作成法の確立と力学特性の解明、それに、まさ土斜面へのコーン貫入試験法の確立を目的として、以下の各節に示す研究を行なった。

3.2節では、浸透解析を行なうに際して必要であるまさ土の不飽和浸透特性を水分特性曲線より求め、考察を加えた。

3.3節では、供試体の成形はブロックサンプリングした試料を凍結させ、試作したコアビットで円柱状の供試体を作成する方法により可能であることを示した。

3.4節では、斜面安定解析を行なう場合に重要となる不かく乱まさ土の強度定数を三軸試験機、試作単純せん断試験機により求めた。また、サクションがせん断強度に与える

影響、節理面などの弱面がせん断特性に与える影響を調べた。さらに、不かく乱まさ土の排水クリープ特性を三軸試験により調べ、考察を加えた。

3.5節では、不かく乱まさ土と突き固めたまさ土のせん断挙動の相違を間隙分布、粒子破碎、粒度分布の観点から調べた。

3.6節では、斜面調査に多用されているコーン貫入試験の一般的な問題点を、まず、砂を試料とした模型実験で明らかにし、その結果を考慮して、まさ土を試料とした模型実験を行ない、まさ土斜面に対してコーン試験を行なう場合の留意点を明らかにした。

なお、3.3～3.5節の内容は文献8)～11)に、3.6節の内容は文献12)～14)に既に発表済みである。

3.2 水分特性曲線に基づく不飽和透水係数の計算

土の水分特性曲線や不飽和透水係数、水分拡散係数は土中の不飽和浸透を理論的、数値解析的に取り扱うときに入力データとして必要であり、それぞれの土に特有の物理定数である。砂などに対してはかなり調べられているが、まさ土の不飽和浸透の物性はほとんど調べられていない。

水分特性曲線は、土柱法、吸引法、遠心法、蒸気圧法などにより比較的容易に求めることができる。一方、不飽和透水係数も室内実験や圃場実験により求めることができるが、非常に時間がかかる。そこで、近年、飽和透水係数と水分特性曲線から不飽和透水係数を計算により推定する方法が検討されてきている。

本節では、試料として不かく乱および突き固めたまさ土を用い、土柱法と吸引法により水分特性曲線を求め、また、その結果を用いて不飽和透水係数を求めた。そして、水平方向の浸透実験結果から不飽和透水係数を逆算するBruce法による結果との比較を行ない、考察を加えた。Bruce法による結果との比較を行なったのは、Bruce法が不飽和透水係数を逆算する方法であるので信頼性が高いと思われるからである。なお、不飽和透水係数を素焼き板を使用して実測する方法があるが、今回はその方法による実測は行っていない。また、 pF ～水分曲線は脱水過程と湿潤過程で異なり、ヒステリシスループを描くことが知られているが、今回は脱水過程だけしか調べていない。

実験は水分特性曲線と不飽和透水係数に与える間隙比、粒度分布の影響を調べるため、間隙比、粒度分布を変えて行なった。なお、比較のため川砂に対する実験も行ない、考察を加えた。

3.2.1 水分特性曲線

試料には、不かく乱まさ土（試料A）、乱したまさ土（試料B、C）、川砂（試料D）を用いた。粒径加積曲線を図3.2.1に、各試料の比重 G_s と飽和透水係数 K_s を表3.2.1に示す。まさ土B、Cはそれぞれ2mm、0.84mmのふるいを通して粒度調整したものである。なお、不かく乱試料を乱して、同一間隙比に突き固めたまさ土（試料A'）に対しても実験を行なった。

水分特性曲線は突き固め試料に対しては土柱法で求め、不かく乱試料に対しては長い試料を作成することが困難であるので吸引法により、いずれも脱水過程で求めた。実験装置として、土柱法では直径5cm、高さ2cmの塩化ビニルパイプを積み重ねたものを、吸引法では直径5cmの素焼き板を使用した。土柱法では塩ビパイプ内に試料を均一に突き固めて飽和させた後、1日放置して含水比を測定した。なお、蒸発を防ぐため塩ビパイプ上部には蓋をしている。吸引法では、直径5cm、高さ2cmの試料を飽和させた後、素焼き板を通して試料底面に水頭差で吸引圧を作用させた。各吸引圧はほぼ半日作用させ、水の出入りがなくなったことを確認して、次の吸引圧を与えた。

各試料に対するサクションと体積含水率 θ (cm^3/cm^3) の関係を図3.2.2に示す。不かく乱およびそれを突き固めた試料A、A'では、体積含水率が0.25程度以下になると同一体積含水率におけるサクションが他の試料に比べて大きい。これは細粒分の含有量が若干多いことと実験法の違いが影響しているのかもしれない。

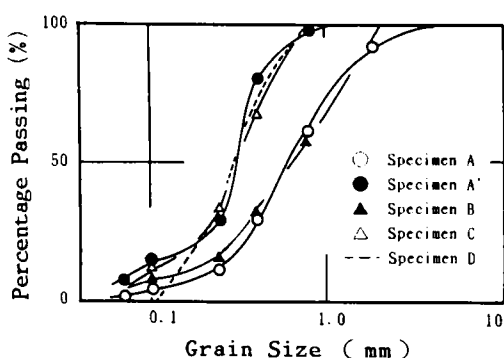


図3.2.1 粒径加積曲線

物性 試料	G_s	K_s
試料A	2.66	5.7×10^{-4} ($e=0.53$)
試料A	2.66	1.3×10^{-4} ($e=0.53$)
試料B	2.64	3.0×10^{-2} ($e=0.82$) 1.1×10^{-2} ($e=0.60$)
試料C	2.64	5.4×10^{-3} ($e=0.84$)
試料D	2.65	2.2×10^{-2} ($e=0.89$)

表3.2.1 試料の物性

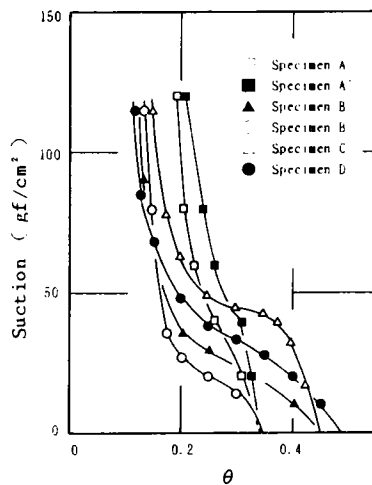


図3.2.2 水分特性曲線

3.2.2 Bruce法と理論式による不飽和透水係数の計算

水平方向の透水試験結果から不飽和透水係数を逆算するBruce法と飽和透水係数と水分特性曲線から不飽和透水係数を計算により推定する方法のうち、Irmy法、Jackson法、Campbell法について簡単に説明しておく。

1) Bruce法¹⁵⁾

水平方向への不飽和浸透の基礎式は次式で与えられる。

$$\partial \theta / \partial t = \partial (D \partial \theta / \partial x) / \partial x \quad \text{-----} \quad (3.2.1)$$

ここに、 x は水平方向の座標、 D は拡散係数、 θ は体積含水率、 t は時間である。

ここで、 $\theta = f(\lambda)$ 、 $\lambda = x t^{-1/2}$ と仮定すると、式3.2.1は次式のようにになる。

$$D(\theta_s) = \frac{1}{(d\theta/d\lambda)_{\theta_s}} \left(-\frac{1}{2}\right) \int_{\theta_s}^{\theta_i} \lambda d\theta \quad \text{---} \quad (3.2.2)$$

$$\int_{\theta_s}^{\theta_i} \lambda d\theta = \sum_{i=1}^n \lambda_i \Delta \theta \quad \text{-----} \quad (3.2.3)$$

このようにして $D(\theta)$ が求まれば、不飽和透水係数 $K(\theta)$ は次式で求められる。

$$K(\theta) = D(\theta) \cdot d\theta / dh \text{-----} (3.2.4)$$

θ と $\lambda (= x t^{-1/2})$ の関係は次の実験により求められる。

実験装置を図3.2.3に示す。実験手順は次のようである。一定の間隙比になるよう試料リングに試料を詰める。次に、コックを開いて一定水位を保ちながら水を供給し、浸潤前線（水平浸潤）を目視観測し、経過時間と前進距離を測定する。測定完了と同時に試料をリングごとに切り離し、各試料の水分 θ を求める。このようにして求めた θ と λ の関係を用いて、式3.2.2、3.2.3より $D(\theta)$ を求めるが、この場合、 $\lambda = x t^{-1/2}$ の関係が成立していることが必要である。

ところで、Bruce法による実測値であるが、不飽和透水係数を逆算する方法であり、解析法そのものには問題はないが、水平方向の透水試験結果に誤差が生じやすい。一番の問題点は試験終了後の含水比の測定にある。含水比の測定は試験終了直後に極力短時間で行なうが、その間にも水分移動が生じており、含水比に若干の誤差が入ることは避けられない。含水比の精度良い測定法の開発が必要であろう。なお、不かく乱試料では長い供試体の作成が困難であるのでBruce法による実測は行なっていない。

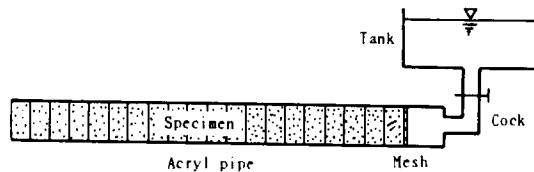


図3.2.3 水平方向透水試験装置

2) Irmay法¹⁶⁾

Irmayは不飽和土にKozenyモデルを適用して、相対透水係数 K_r は次式で与えられるとした。この方法は砂質土では実測値と比較的よく一致することが知られている。

$$K_r = K/K_s = S^\alpha = \left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right)^\alpha, \alpha = 3 \text{-----} (3.2.5)$$

ここで、 θ は体積含水率、 θ_s は飽和水分量、 θ_r は残留不動水分量、 K_r は相対透水係数、 K は不飽和透水係数、 K_s は飽和透水係数である。

3) Jackson法¹⁷⁾

Jacksonは、Greenら¹⁸⁾の提案した式から修正係数を消去して、次式を得た。

$$K_i = K_s \left(\frac{\theta_i}{\theta_s} \right)^\beta \frac{\sum_{j=1}^n [(2j+1-2i) h_j^{-2}]}{\sum_{j=1}^n [(2j-1) h_j^{-2}]} \quad \text{--- (3.2.6)}$$

ここに、 K_i は不飽和透水係数、 θ_s は飽和水分量、 θ_i は体積含水率、 h はサクション水頭、 β は定数である。 i は水分特性曲線を全水分量について m 個に分割して、 $i=1$ が飽和水分量に対応している。定数 β は実験値に最も良く合う値として0.74~1.24が示されている。なお、今回は $\beta=1.0$ で計算した。

4) Campbell法¹⁹⁾

Campbellは、Childsら²⁰⁾によって導かれた不飽和透水係数の式に基づいて、水分特性曲線が $h = h_s (\theta / \theta_s)^{-B}$ で与えられるとき、毛管上昇高の式と間隙相互作用の項 θ^p を考慮して、不飽和透水係数を求める式として次式を提案した。

$$K = K_s \left(\frac{\theta}{\theta_s} \right)^{2B+2+p} \quad \text{--- (3.2.7)}$$

ここに、 B 、 p は定数で、 B は水分特性曲線から求められ、 p は1としている。なお、この式は水分特性曲線が両対数紙上で直線（ B が定数である）であるとき使用される。

3.2.3 実験および計算結果と考察

図3.2.4に水平方向透水試験より求めた前進距離 x と時間 $t^{-1/2}$ の関係を示す。いずれの試験結果も x と $t^{-1/2}$ がほぼ直線関係にあり、不飽和透水係数をBruce法により求めても問題はない。

図3.2.5、3.2.6、3.2.7、3.2.8、3.2.9、3.2.10に、種々の方法により求めた相対透水係数（ $K_r = K / K_s$ ）と体積含水率 θ の関係を示す。

まず、一般的傾向をみると、体積含水率の大きい領域では同一体積含水率における不飽和透水係数はIrmay法、Campbell法、Jackson法の順に小さくなり、また、体積含水率が小さくなると、Campbell法によるものが最も大きく、次いで、Irmay法、Jackson法の順になる。Irmay法、Jackson法は試料によって違いはあるが、 $\theta=0.1\sim0.2$ で K_r 値がほぼ収斂しているのに対し、Campbell法では収斂していない。これは、Irmay法、Jackson法では残留不動水分量 θ_r を考慮しているのに対し、Campbell法では θ_r を考慮していないことによる。

次に、Bruce法による結果との比較を行なう。体積含水率の大きい領域では、Irmay法とCampbell法はBruce法による実測値と比較的よくあう。Jackson法はBruce法による実測値よりかなり小さい値を示す。体積含水率が小さくなるとCampbell法は同一体積含水率において、Bruce法による不飽和透水係数よりかなり大きな値を示す。これらの結果からみると、Irmay法が比較の実測値と良く一致する。河野ら²¹⁾も、突き固めたまさ土に対して実験を行ない、ほぼ同様な結論を得ている。

不飽和透水係数に与える間隙比の影響をみると、密な試料ほど含水比の低下に伴う不飽和透水係数の低下は著しいようである。また、間隙比のほぼ等しい図3.2.10に示す砂と図3.2.7、図3.2.9に示すまさ土の結果を比較すると、まさ土の方が含水比の低下に伴う不飽和透水係数の低下が若干大きいようである。

図3.2.5、3.2.6をみると、不かく乱試料とそれを乱した試料の不飽和透水係数はCampbell法、Jackson法では若干異なるが、Irmay法による値は両者ではほぼ等しい。

以上、不飽和透水係数について述べてきたが、大きな問題点として不飽和透水係数の確固たる実測法が確立されていないことがあげられる。実測法としては、素焼き板を用いる方法やBruce法がある。素焼き板を用いる方法は素焼き板の透水性の問題や試料からの蒸発などに伴う誤差の問題があり、Bruce法も前述した含水比測定に伴う誤差の問題が避けられない。このような欠点を補うため、近年放射線水分計による土中水分変化の測定の試みがなされているが、河野ら²²⁾はガンマー線を用いた体積含水率を測定する装置を製作し、これを利用して不飽和状態における浸透特性に関するいくつかの実験を実施して、この方法の有効性を確かめている。今回、実験は行なっていないが、不飽和土の浸透特性を求める上で放射線水分計による方法は有効な方法であると思われる。

最後に、これまでに調べられた不かく乱まさ土の飽和透水係数について示しておく。不かく乱および突き固めたまさ土の飽和透水係数 K_s と乾燥密度 γ_d の関係を図3.2.11に示す。これには、網干ら²³⁾がまとめたものと今回調べた結果を併せて示してある。これから、ばらつきはあるが、 K_s は $10^{-2} \sim 10^{-4}$ (cm/sec) 程度であり、かなり大きい値を示すことがわかる。また、不かく乱試料の飽和透水係数は、一般に同一密度の突き固め試料のそれと比べて大きい。

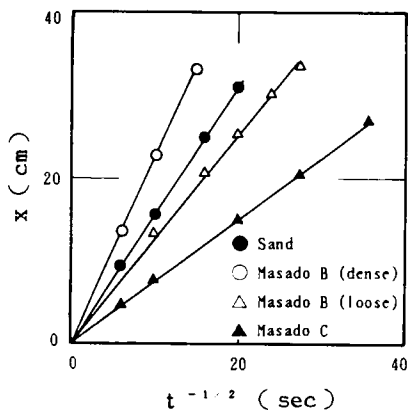


図3.2.4 前進距離 x と時間 $t^{-1/2}$ の関係

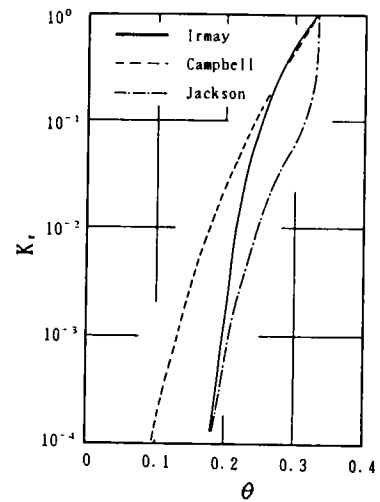


図3.2.5 相対透水係数 K_r と体積含水率 θ の関係
(試料A $e = 0.54$)

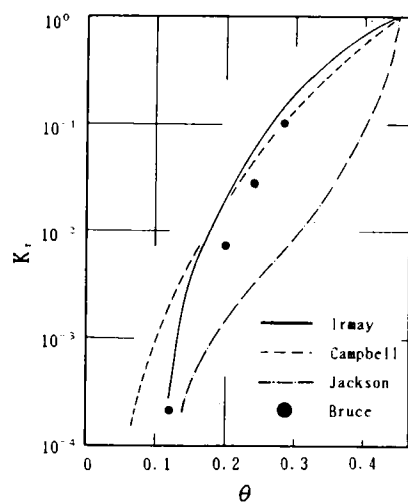
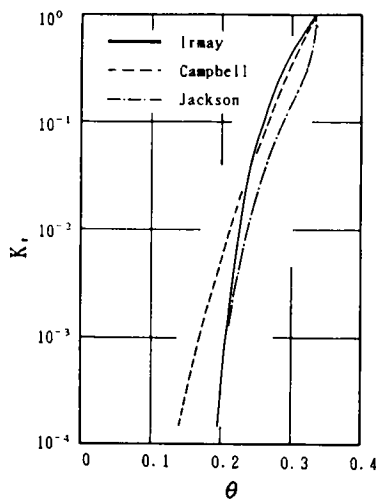


図3.2.6 相対透水係数 K_r と体積含水率 θ の関係 図3.2.7 相対透水係数 K_r と体積含水率 θ の関係
(試料A' $e = 0.54$) (試料B $e = 0.80$)

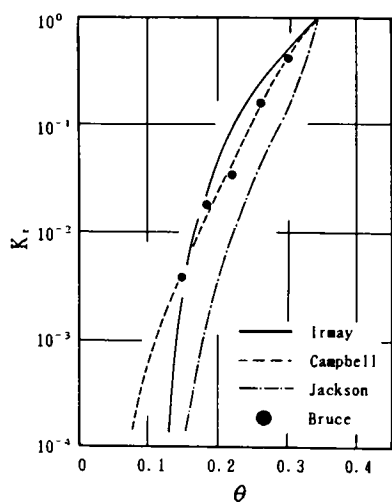


図3.2.8 相対透水係数 K_r と体積含水率 θ の関係 (試料B $e=0.55$)

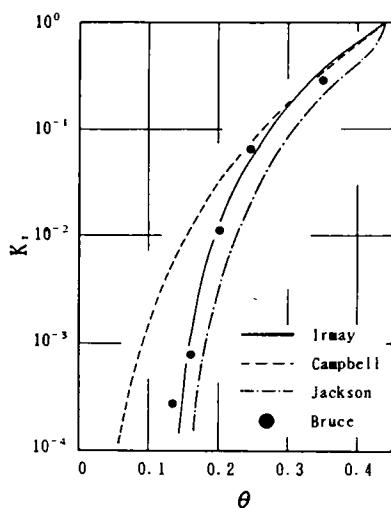


図3.2.9 相対透水係数 K_r と体積含水率 θ の関係 (試料C $e=0.79$)

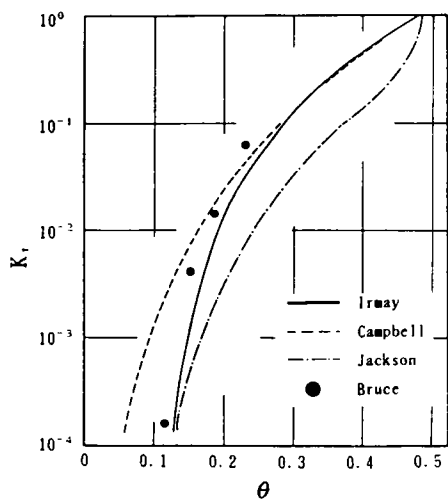


図3.2.10 相対透水係数 K_r と体積含水率 θ の関係 (砂 $e=0.89$)

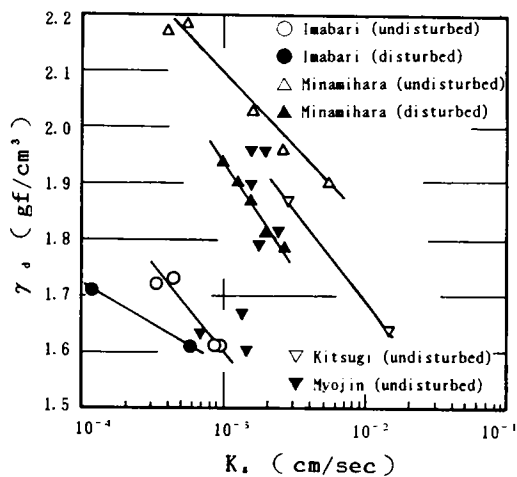


図3.2.11 飽和透水係数 K_s と乾燥密度 γ_d の関係

3.3 不かく乱まさ土の三軸試験供試体の作成法²⁴⁾

従来、提案されている三軸せん断試験に用いる不かく乱まさ土の供試体の作成法としては、大別して2つの方法がある。

一つは、ケーシング、ストレートエッジなどを用いて、地山から直接削りだすか、あるいはブロック試料を採取して、その試料から削りだす方法である。地山から直接三軸供試体を削りだす方法としては、庄野ら⁶⁾、網干ら²⁵⁾による方法がある。庄野らはダムの設計に用いる定数を得るため、スコップなどを用いて多大な労力を費やして、30cm径の三軸供試体を作成している。網干らはサンプラーチューブの周囲を回転するオーガー状のカッターで掘り崩しながら、切削したまさ土スライムを真空ポンプの吸引力により吸い上げて除去するという方法を用いて、15cmあるいは10cm径の不かく乱三軸供試体の採取に成功している。また、この方法で採取した試料は予想外にゆるみが少なく、良好な不かく乱試料であることが確かめられている。ブロック試料を採取して、その試料から削りだす方法としては青山ら⁷⁾の研究がある。青山らは釘打ち込み法により、釘で拘束したブロックを取り出し、カッターを取り付けた真鍮管とストレートエッジで供試体を作成している。

もう一つは、ブロックサンプリングした試料を凍結させ、その凍結した試料から供試体を作成する方法である。凍結法による不かく乱まさ土のサンプリングは、柴田ら²⁶⁾および著者らによって始めて試みられた。著者らの方法は、後で詳述する。柴田らはブロックサンプリングした試料を飽和させた後、冷凍庫で凍結させ、ドライアイスでさらに温度を下げて、ディスクカッターで4×4×10cmの角柱の供試体を作成している。また、村田ら²⁷⁾は最近、削粉を外部に飛ばすためのフランジをつけたコアビットを製作し、凍結した試料からφ5cmおよび10cmの円柱状供試体を作成している。

2つの方法の利点、欠点を考えてみる。後者と比較して、前者の問題点としては、時間がかかりかかること、まさ土地帯は場所による間隙比の差異が大きいため供試体のばらつきが大きくなること、それと機械的な乱れが大きいことなどがあげられる。図3.3.1は、青山ら²⁸⁾によって調べられたもので、非常に均質と思われる斜面の表面から釘打ち込み法により採取した供試体個々の間隙比と個数の関係を示したものであるが、かなりばらついていることがわかる。後者の問題点としては、凍結時の試料の乱れがあげられる。なお、村田らの方法では試料のばらつきを押さえることはかなり困難である。

ところで、力学特性を解明するために一連の実験を行なう場合には供試体相互のばらつきが少なく、極力均一であることが望ましい。そのためには多くの供試体を作成して、その中から均質なものを選び出す方法が考えられるが、非常に時間がかかる。小さな均質

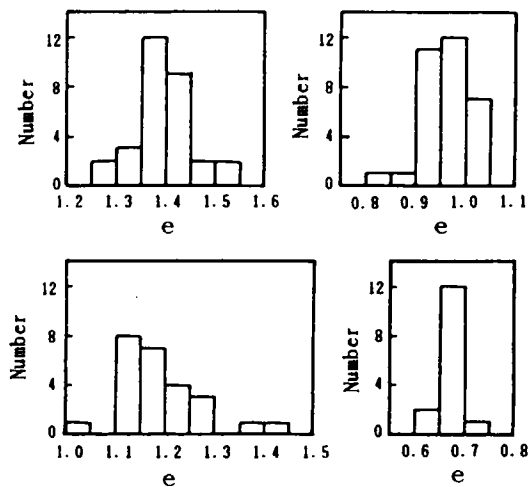


図3.3.1 不かく乱まさ土試料の間隙比のばらつき

なブロック試料から多数の供試体を作成できれば、ばらつきを押さえることが可能であろう。

そこで、凍結時の試料の乱れの問題はあるが、小さなブロックから多数の供試体を作成できるので試料のばらつきを押さえることができるという利点を持つ凍結法により不かく乱まさ土の供試体の作成を試みた。以下に、その方法の概要を示す。

試料はまさ土の露出面から $30 \times 30 \times 20$ cm程度のブロックをサンプリングし、石膏と型枠で保護し持ち帰った。この型枠で固定した乱さない試料を飽和度が60%～70%程度になるよう含水比を調整した後、低温槽内で凍結させた。この程度の飽和度にしたのは、次のような理由による。凍結させる際、飽和度が高ければ水の膨張によってまさ土の組織が壊されやすいと考えられる。従って、凍結時にはより低い飽和度のほうが望ましいが、低すぎれば成形時に供試体周面の乱れがひどくなる。そこで、種々の飽和度で凍結させ、供試体の成形を試みた。その結果、飽和度が60～70%程度で乱れることなく成形ができることがわかった。また、ブロックサンプリングした試料の飽和度の調整は次のように行なった。まず、試料に散水し、含水比を測定しながら数日間放置し、所定の含水比になった時に凍結させた。試料内の含水比分布が均一になるよう数日放置したが、それでも試料内で飽和度にして最大10%近いばらつきがあった。

試料の凍結法として冷凍庫、ドライアイス、液体窒素などの使用が考えられる。しかし、冷凍庫やドライアイスで凍結させた -20°C 程度の試料では、コアビットで供試体を採取する時に摩擦熱などにより試料がかなり融解し、供試体の周面が乱されることがわかった。そこで、温度の影響はより大きくなると思われるが、凍結には液体窒素を用いて超低温槽を -80°C 程度に保って行なった。なお、まさ土を構成する鉱物の熱膨張率が異なるので、凍結時に熱応力により試料が乱されられると思われる。そこで、試料に与える温度の影響をより少なくするため低温槽の温度は -20°C /h程度の速度で徐々に下げた。また、試料内の温度が極力均一になるよう、 -80°C で2時間程度一定温度に保った。

凍結試料からの供試体採取は、一般に使用されている岩石用のコアビットでは採取不可能である。それは、削粉除去のために用いる水のため試料周面が完全に乱されるからである。削粉を除去するためには村田らの方法も有効であるが、小さなブロック試料から多くの供試体を作成することは無理である。削粉除去に水を使用しなくてすみ、また、小さなブロック試料から多くの供試体を作成する目的で試作したコアビットを写真3.3.1に示す。このコアビットは下記の特徴を持つ。

① 削粉の除去のため外周面にらせん溝を有しており水を使用しなくてすむので、供試体周面をほとんど乱さずに成形できる。

② ビットの刃先の部分はビット内面に比べて内径をわずかに小さくしてあるので、採取供試体周面とビットの内面との摩擦を除去できる。

③ ビットの刃先は超合金を銀ろう付けしてあるので耐久性を有する。100本程度の供試体採取ではほとんど変化はみられなかった。

このコアビットを供試体周面の乱れを防ぐために低回転（400rpm）で使用し、凍結させた試料から円柱形供試体を採取した。端面はディスクカッターで切断し、直径5cm、高さ10cmの三軸供試体を作成した。成形した供試体を写真3.3.1に示す。成形面の乱れはほとんどなく、不かく乱試料として十分三軸圧縮試験に使用できるものである。成形した供試体は含水比が変化しないようラップに包んで冷凍庫に保管し使用した。

以上で述べた方法によれば、まさ土の乱さない供試体を作成できることがわかった。また、30cm角の試料から16本程度の供試体の採取が可能であり、供試体のばらつきをおさえることができる。

凍結が採取した不かく乱試料に与える影響に関しては赤井ら²⁹⁾による研究がある。それによれば、飽和状態で凍結させた試料と凍結の影響を受けていない試料の三軸試験結果を比較してみると、ピーク強度には差がみられないが変形係数は凍結させた試料の方がさせないものに比べてかなり低下しているという結果になっている。この結果は、試料を飽

和させて、かつ拘束しない状態で凍結させているので凍結の影響が顕著にでたとも考えられる。そこで、不飽和の状態を試料を凍結させてその影響を調べてみた。実験は突き固め試料と不かく乱試料で行なった。その結果、突き固め試料では力学特性にほとんど差は認められなかった。不かく乱試料では両者で若干の違いもあるが、試料自体のばらつきもあるので結論的なことは見出せなかった。凍結の影響に関しては今後更なる検討が必要であろう。また、全く乱されていない状態（土中の状態そのまま）でのせん断特性を求めることは現状では不可能であるので、本法で採取したまさ土がどの程度の乱れを受けているか調べることは困難であるが、一般的に乱れが少ないと考えられている釘内込み法で採取した試料よりも凍結法のほうが乱れが少ないということを村田ら³⁰⁾が報告している。



写真3.3.1 コアビットと供試体

3.4 不かく乱まさ土の強度、変形特性

不かく乱まさ土の低圧下での強度特性、サクションがせん断強度に与える影響、それと節理面などの弱面がせん断強度に及ぼす影響を三軸圧縮試験、試作単純せん断試験により調べ、それらの強度特性のうち主に強度定数に対して考察を加えた。さらに、三軸排水クリープ試験を行ない、クリープ特性に考察を加えた。

3.4.1 試料

使用した試料のうち、A、Dは愛媛県松山市で、B、Cは越智郡大島町で採取した領家型花崗岩の風化したまさ土である。粒径加積曲線を図3.4.1に示す。乾燥密度 γ_d は試料Aから順に1.40、1.64、1.73、1.94 gf/cm³であり、比重 G_s はAから順に2.66、2.65、2.66、2.68である。

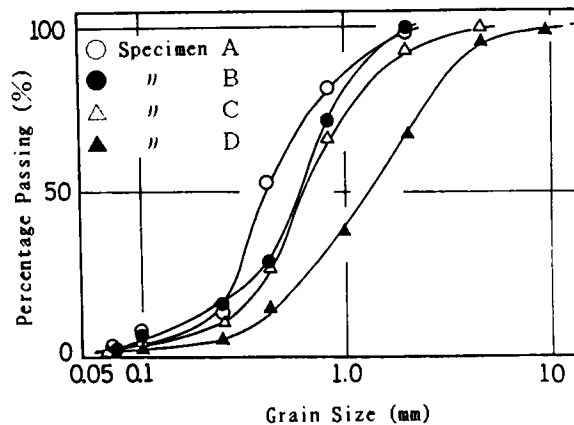


図3.4.1 粒径加積曲線

3.4.2 三軸試験による強度定数

三軸試験による破壊時の $(\sigma_1 - \sigma_3)_f/2$ と $(\sigma_1 + \sigma_3)_f/2$ の関係を図3.4.2、3.4.3に示す。図3.4.2は飽和状態で図3.4.3は不飽和状態での結果である。実験は側圧一定の圧密排水条件で、変位速度は 3.2×10^{-2} mm/minである。側圧は0.15、0.3、0.5、0.7、1.0、1.5、2.0 kgf/cm²のいずれかで行った。図3.4.3に示した試料の初期飽和度は試料Aで63~69%、Bで66~73%、Cで65~70%、Dで68~77%程度である。

ばらつきはあるが破壊線は今回実験した応力の範囲では、従来いわれているような曲線

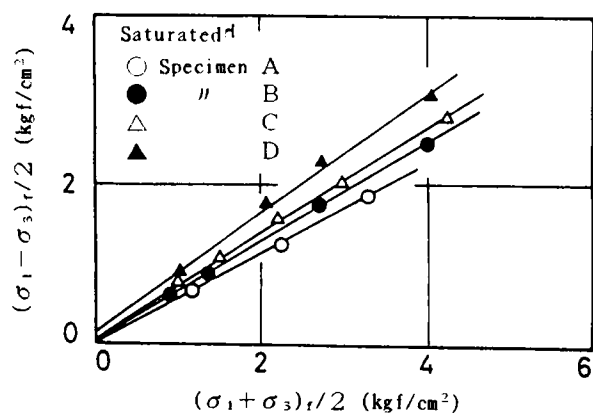


図3.4.2 破壊強度線（飽和）

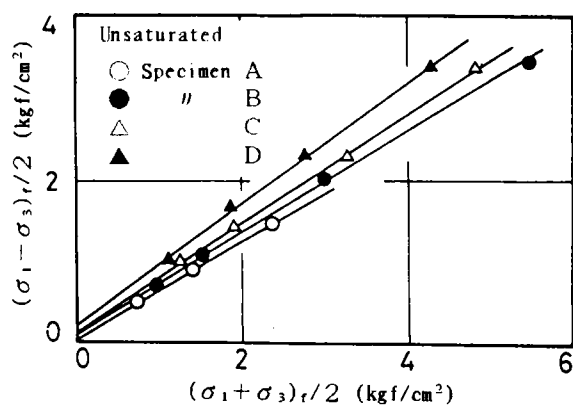


図3.4.3 破壊強度線（不飽和）

ではなく、直線で示しても問題はないと思われる。飽和させたことによる強度定数の変化をみると、試料A～Dとも内部摩擦角 ϕ_a はあまり変化していない。粘着力 c_a に関しては試料A、Dではあまり変化はみられないが、B、Cでは若干の低下が認められる。

3.4.3 低圧下での強度定数

まさ土斜面の崩壊はほとんどが表層崩壊であるので、斜面安定解析を行なう場合、低圧下での強度定数を精度良く求めることが必要である。最近、低圧下での三軸試験法について研究が進展してきている。しかし、側圧一定の三軸圧縮試験の場合、低側圧で試験を行なっても平均垂直応力は増大するので低圧での強度定数、特に粘着力 c_0 を求める試験としては適切でない。また、平均主応力一定試験を三軸試験機で行なうと非常に複雑であるうえ、側圧が小さくなり精度上の問題がある。そこで、すべり面の変形状態に近く、また、平均垂直応力が一定であるという利点を持つ単純せん断試験機を試作し、不かく乱まさ土の強度特性を調べた。

(1) 試作単純せん断試験機

試作した単純せん断試験機の全体図を図3.4.4に示す。中央のセル内に供試体が置かれ側圧は水圧で、軸圧はエアシリンダーで载荷する。せん断方式は下部可動型である。せん断試験は排水および非排水状態で可能である。また、せん断力は正負両方向に作用できる。図3.4.5にセル内の詳細図を示す。供試体は直径5 cm、高さ2～3 cm程度の円盤状でゴムスリーブで周面が覆われている。供試体の寸法をこのような大きさにしたのは特別な理由によるものではなく、圧密時の端面摩擦の影響とせん断時における供試体の変形の一様性、さらに試験機全体の大きさから決めたものである。従って、今後、試験結果を考慮

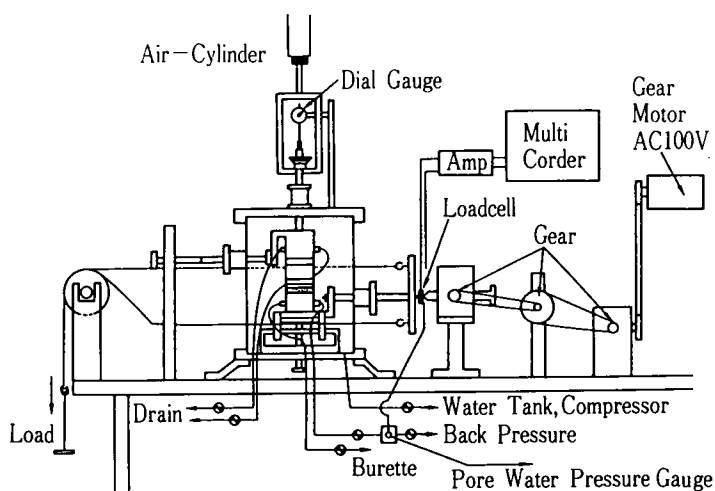


図3.4.4 試作単純せん断試験機の全体図

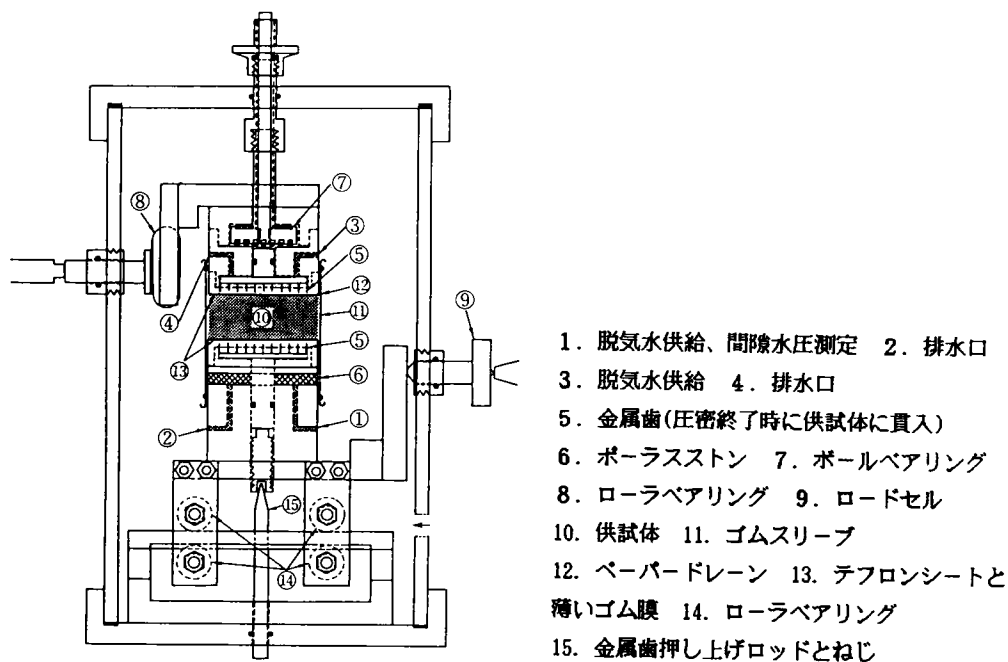


図3.4.5 試作単純せん断試験機のセル部

して供試体の大きさを検討する必要がある。供試体の上下面に接しているベDESTALには、せん断方向に直角に薄い金属歯が上下10枚程度埋め込まれている。また、供試体をセットする際には摩擦除去のため、供試体とベDESTALの間にシリコングリースを塗ったテフロンシートを置いた。テフロンシートには上述の金属歯に沿って切り込みがつけてある。これは圧密終了後に供試体に金属歯を貫入させるためである。金属歯の供試体への出入りは15のねじを回転させることによりセルの外から可能である。このようにして供試体は圧密時には上下面で摩擦力の発生がなく、ほぼ円盤形を保ったまま圧密される。圧密後は金属歯を供試体に貫入させて、せん断力を供試体に伝える。金属歯の間やポーラスストーン、また、供試体の周囲に残留した空気を取り除くために、上下ベDESTALには各々二つの排水口が設けてある。この排水口は排水による体積変化の測定、間隙水圧の測定、それにバックプレッシャー付与などに使用される。供試体からの排水は供試体側面のベーバードレーンを通じて行なわれる。

(2) 強度定数の決定法

単純せん断試験では主応力が回転しているので、主応力と主ひずみに対する応力とひずみの関係を求めるのは困難である。そこで、一般には水平面上のせん断応力とせん断ひずみの関係で示されることが多い。

一方、単純せん断試験より強度定数を求めるには供試体の応力状態を示す必要がある。単純せん断試験における応力状態すなわちモールの応力円を描く方法は、これまでも幾つか提案されている。Duncanら³¹⁾は水平面上にせん断応力が作用するとき全応力での平均主応力は一定に保たれていると仮定している。Roscoeら³²⁾や落合³³⁾は全応力での最小主応力が一定に保たれると仮定している。

ここでは、次の仮定に基づいてモールの応力円を描くことにする。すなわち、全応力に関して鉛直応力 σ_v および側圧 σ_h が変化しなければ水平せん断応力が作用しても、中間主応力 σ_2 は一定に保たれ変化しないこと、従って、平均主応力 σ_m も一定に保たれ変化しないことを仮定する。この試験機においては水平せん断応力が作用しても、側圧 σ_h を一定に保てば $\sigma_2 = \sigma_h$ となり、 σ_3 は一定に保たれる。一方、 σ_v 、 σ_h という垂直応力に変化がなく、水平せん断応力は偶力となり、垂直応力の増分はないと思われるので、平均垂直応力すなわち平均主応力 σ_m は変化しないと考えられ、上記の仮定にあまり問題はなからう。ここで、単純せん断試験では平均主応力は供試体内で不均一に分布しているが、供試体を通じての平均の値で考えている

以上のような仮定を設けると、次のようにしてモールの応力円を描くことができる。圧密中に水平面上にせん断応力が作用しない場合は、図3.4.6に示す σ 軸上に圧密終了時における σ_v と σ_h の値をプロットし、 $|\sigma_v - \sigma_h|$ を直径とするモールの円を描く。ただし、 $K (= \sigma_h / \sigma_v) = 1$ のときは1点となる。続いて水平面上に作用させたせん断応力 τ_h を $\sigma = \sigma_v$ 線上にプロットし、この点を通る同心円を描けば、これが応力状態を示すモールの応力円となる。なお、せん断中に発生した間隙水圧 Δu が測定されている時は、発生量に応じて σ の正負いずれかの方向にモールの円を移動させればよい。この時の最大せん断応力 τ_{max} および有効最大、最小主応力 σ_1' 、 σ_3' は次式によって求めることができる。

$$\tau_{max} = \sqrt{\frac{\sigma_v^2 (1-K)^2}{4} + \tau_h^2} \quad \text{----- (3.4.1)}$$

$$\sigma_1' = \frac{(1+K)\sigma_v}{2} + \tau_{max} - \Delta u \quad \text{----- (3.4.2)}$$

$$\sigma_3' = \frac{(1+K)\sigma_v}{2} - \tau_{max} - \Delta u \quad \text{-----} \quad (3.4.3)$$

ここで、 τ_{max} ：最大せん断応力、 $K = \sigma_h / \sigma_v$ 、 Δu ：間隙水圧、である。

以上のような手順により破壊時の σ_v 、 σ_h 、 τ_h 、 Δu を用いてモールの応力円を描けば、それらより土の強度定数が決定される。

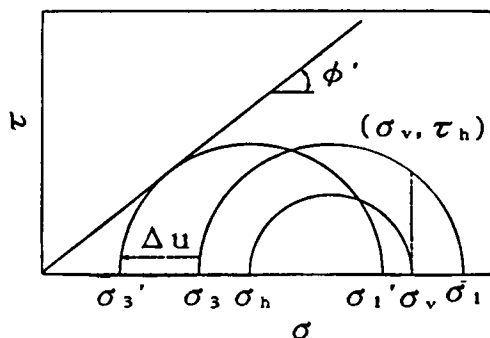


図3.4.6 強度定数の決定法

(3) 粘土試料を用いての三軸試験機と試作単純せん断試験機によるせん断特性の比較

試作単純せん断試験機が実用に耐えるかどうかを調べるため、粘土試料を用いて三軸試験機による結果と比較を試みた。

試料はシルト質の赤土と砥部焼に用いるカオリンが主成分の砥部粘土を使用した。各々の粒径加積曲線と諸物性値はそれぞれ図3.4.7と表3.4.1に示す。

実験は全て圧密非排水試験で、間隙水圧の測定も行なった。水平面上のせん断ひずみ速度は約0.05%/minと発生間隙水圧を十分に測定できる速度で行なった。間隙水圧係数のB値は0.9以上である。

赤土の $K = 1.0$ 、 0.5 の場合に対して水平面上のせん断応力 τ_h 、せん断ひずみ γ_h 、それに間隙水圧 Δu の関係をそれぞれ図3.4.8a)、8b)に示す。これらの応力～ひずみ～間隙水圧関係については特徴的なところはなく、正規圧密土に対して一般に予想されうるものである。ただ間隙水圧が圧密圧力に比例して発生していないものもあるが、これは各供試体の間隙水圧係数Bのばらつきによるものであろう。試験終了後に供試体の変形状態を観察したが、肉眼で見る限りはほぼ一様なせん断変形が生じていた。

次に、強度定数について述べる。破壊時の値としては各供試体に対して水平面上のせん

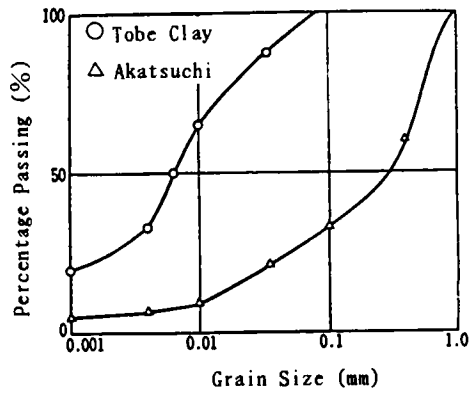
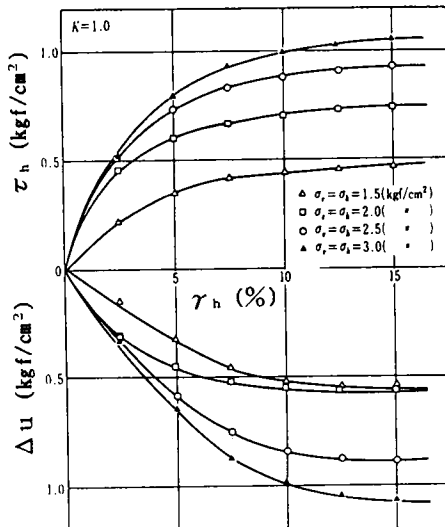


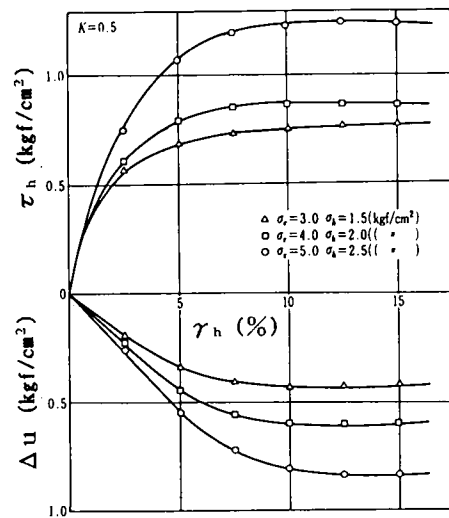
図3.4.7 粒径加積曲線

表3.4.1 物性値

物性 試料	$w_L(\%)$	$w_p(\%)$	G_s
赤土	56	33	2.69
礫部粘土	49	27	2.68



a) $K = 1.0$



b) $K = 0.5$

図3.4.8 セン断応力～せん断ひずみ～間隙水圧関係

断応力が最大値に達した時の値、または、せん断ひずみが15%に達しても最大値が現れない場合は $\gamma_h = 15\%$ の時の τ_h を用いた。正規圧密土であることを考慮してみかけの粘着力 $c' = 0$ とみなし、各々のモールの円に対して原点より接線を引き、その接点での有効垂直応力 σ' とせん断応力 τ の関係を示したのが図3.4.9である。図中に示した原点を通る直線は、三軸試験機による各々の試料に対する正規圧密状態でのモールの円の破壊包絡線である。赤土に対してはややばらつきがあるものの、試作した単純せん断試験機による結果と三軸試験機による結果とはかなりよく一致している。従って、強度定数を求める試験機としては十分実用に耐えると思われる。また、上記のモール円による強度定数の決定法が妥当であることがわかった。なお、せん断時にゴム膜に接している供試体周面のせん断応力がゼロであり、その結果、供試体内部の応力分布が不均一になっているという問題点が残されている。

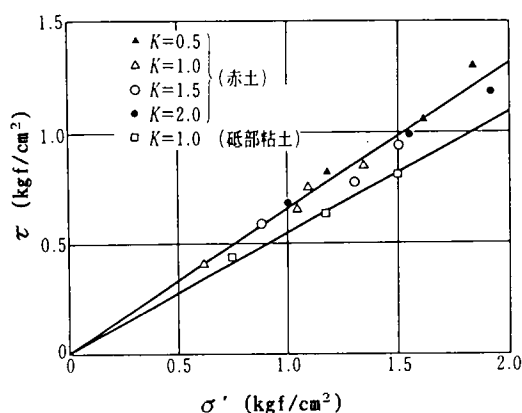


図3.4.9 破壊強度線

(4) 試作単純せん断試験機による低圧下での不かく乱まき土のせん断特性

粘性土の正規圧密状態での強度定数は三軸試験の結果とよく一致し、十分に実用に耐えることが確かめられたので、低圧下での不かく乱まき土のせん断特性を試作単純せん断試験機により調べる。

使用した試料はBである。供試体は直径5 cm、高さ3 cmのものを使用した。実験は圧密排水条件で、圧密は等方圧密、変位速度は $2.08 \times 10^{-2} \text{ mm/min}$ であり、試験は飽和、不飽和状態で行なった。不飽和状態での初期飽和度は66~75%程度である。不飽和状態での体積

変化は供試体内の圧力が絶えずゼロであるよう調整してビュレットで測定した。水平面上のせん断応力 τ_h とせん断ひずみ γ_h それと体積変化量の関係の飽和状態での一例を図3.4.10に示す。同図には特に特徴的なところはなく、一般的に予想されうる応力～ひずみ～体積変化関係であるが、体積変化特性に若干のばらつきがみられる。また、破壊時の水平面上の垂直応力 σ_v とせん断応力 τ_{hr} の関係を図3.4.11に示す。ばらつきはあるが、破壊線を直線で近似すれば同図に示すようになる。このばらつきの原因は試験を低圧で行なっているので平均主応力が小さく、そのため試料自体のばらつきが大きく反映されているからであろう。若干問題はあるが、図に示す応力の領域では破壊線は直線で近似されるところとして議論を進める。単純せん断状態では平均主応力の増減はないので、中間主応力が一定であると仮定すれば、内部摩擦角 ϕ_a は次式で示される。

$$\phi_a = \sin^{-1} \left(\frac{\tau_{hr} - c_a}{\sigma_{vr}} \right) \text{ ----- (3.4.4)}$$

ここに、 τ_{hr} ：破壊時の水平面上のせん断応力

σ_{vr} ：破壊時の水平面上の鉛直応力

これから、単純せん断試験より求めた内部摩擦角 ϕ_a は37°程度である。図3.4.2、3.4.3に示す試料Bに対する三軸試験結果より求めた ϕ_a は39°程度である。従って、内部摩擦

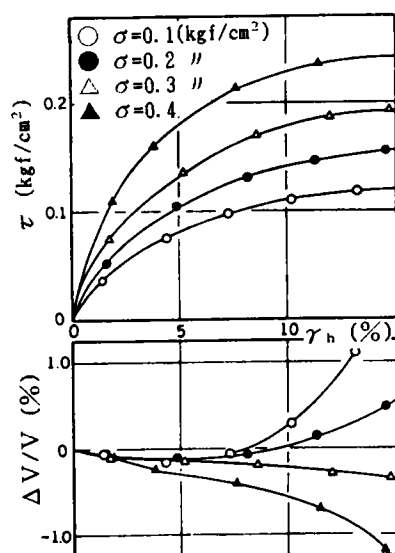


図3.4.10 せん断応力～せん断ひずみ～体積変化関係

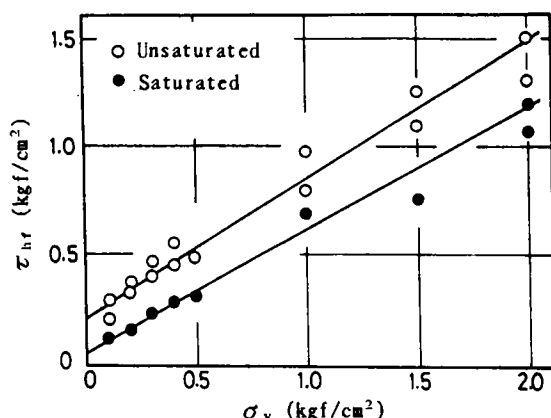


図3.4.11 破壊強度線

角に関しては単純せん断試験機と三軸試験機であまり大差なく、どちらで求めても問題はないようである。しかし、粘着力に関しては図3.4.2、3.4.3と図3.4.11を比べてわかるように精度に大きな違いがある。もちろん図3.4.2、3.4.3の結果を低圧下に外挿しても強度定数は求められるが、当然誤差は大きい。斜面崩壊の大半を占める表層崩壊を対象にして安定解析を行なう場合、粘着力の値は安全率に大きな影響を与える。従って、斜面安定解析に用いる低圧下での強度定数は三軸試験機を用いた平均主応力一定試験や、平均主応力一定の単純せん断試験機などによって精度良く求めるべきであろう。

3.4.4 含水比変動に伴うせん断強度変化の要因

図3.4.11をみてわかるように、飽和させることによりせん断強度は低下するが、このような含水比変動に伴うまさ土のせん断特性の変化を三浦ら²⁾は毛管結合力、摩擦、セメンテーション、粒子破碎の諸効果の変化にあるとして、個々の効果に検討を加えている。そして、含水比増加によってまさ土のせん断強度が変化するのは、湿潤されると粒子が破碎されやすくなって粒子破碎率は大きくなり、従ってダイレイタンスー効果は減少してせん断強度が低下すると結論している。含水比変動に伴うまさ土のせん断特性の変化は上記4つの効果の変化に伴って生じるので、現象が複雑であり、その機構の解明は非常に難しい。今回は、それらの要因のうち、サクションのみを極力分離して、サクションの効果について実験を行ない、若干の考察を加えた。

用いた試料はA～Dの試料とは別で、松山市で採取した乱したまさ土で比重 $G_s=2.64$ 、

最大粒径4.7mm、50%粒径0.78mm、均等係数11.89である。実験は含水比を数種類変化させて、側圧一定の圧密排水三軸圧縮試験を行なった。側圧は全て1.0kgf/cm²で行なった。変位速度は 5.0×10^{-2} mm/minである。

所定の含水比の供試体を作成するのに、図3.4.12に示す2通りの方法を用いた。一つは所定の含水比に調整した試料を突き固めて直径5cm、高さ10cmの供試体を作成し、それをそのまま試験する方法(供試体Ⅰ)であり、もう一つは前記のようにして作成した供試体を飽和させた後、所定の含水比まで乾燥させるか、あるいは所定の含水比より高含水比で供試体を作成した後、乾燥させることにより所定の含水比の供試体を作成する方法(供試体Ⅱ)である。このような2通りの方法で供試体を作成したのは、同一含水比であっても供試体の作成法により有するサクションが異なると考えられるからである。供試体の乾燥は100℃での炉乾燥と常温での気乾燥とで行なった。供試体は全て突き固めたものを使用した。それは不かく乱試料では供試体Ⅰのような状態を再現できないからである。突き固めは供試体が均一になるよう10層に分けて行なった。突き固め時の間隙比は約0.69である。なお、乾燥過程でわずかの体積収縮が起こるので、乾燥させるものはその点を考慮して極力初期間隙比を揃えた。また、突き固め供試体は多数作成し、そのうち間隙比の等しいものだけを使用した。

今回は含水比変動に伴うせん断強度変化の要因のうち、サクションがせん断強度に与える影響を調べることを目的としたので、他の要因は極力揃えるようにした。理想的には初期間隙比、含水比、粒度が等しくてサクションのみが異なる供試体を作成することが望ましい。そういう観点で、前述した2種類の供試体を作成した。これらの供試体はサクションが異なっていて、初期間隙比は等しい。また、初期含水比は供試体Ⅱの作成法の問題により、完全には揃えることが無理であるのでパラメーター整理した。粒度も極力揃え

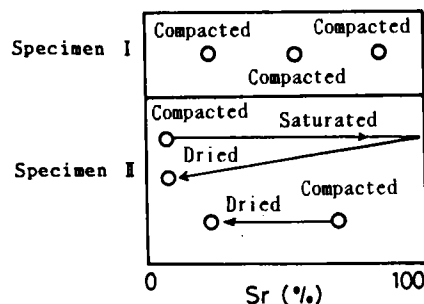


図3.4.12 所定の含水比の供試体を作成する方法

るために、供試体Ⅱの作成に当って乾燥過程における含水比の変化を2～4％程度にした。また、一度飽和させた後、乾燥させて突き固め時含水比にした供試体も作成した。

ここで、同一含水比における供試体Ⅰ、Ⅱの粒度を考えてみる。まず、ある含水比で突き固め、それから乾燥させる場合について考える。突き固め時含水比が2～4％程度の違いであっても、同一間隙比に揃えるには突き固めエネルギーを変えねばならないので、突き固め時の粒子破砕量は異なり、せん断前の粒度は同じではない。同一含水比に於て、最適含水比より湿潤側では供試体Ⅱの方が突き固めエネルギーは小さく、乾燥側では逆にⅠの方が小さいので、突き固め時に供試体Ⅰの方が、より破砕されている場合も、また、逆の場合もありえる。従って、粒子破砕の影響だけからせん断強度を考えると、供試体Ⅰのせん断強度の方が大きい場合も小さい場合もありえる。次に、一度飽和させて乾燥させる場合について考える。ある応力の作用下では、飽和過程で粒子が若干破砕することが三浦ら²⁾により報告されている。しかし、今回は応力が作用していない状態で飽和させたので、もし粒子破砕が生じたとしてもわずかであろう。従って、一度飽和させてから乾燥させた場合は同一含水比に於て供試体Ⅰ、Ⅱの粒度はほぼ等しいと考えられる。

図3.4.13に破壊時の軸差応力 $(\sigma_1 - \sigma_3)_r$ とせん断初期の含水比 w の関係を示す。供試体Ⅰ、Ⅱとも含水比が小さくなるにつれ、せん断強度は大きくなる傾向があるが、両者のせん断強度には大きな違いがみられる。この強度差が何によるものか考えてみよう。前述したように、含水比変動に伴うまさ土の強度変化にはサクシオンや粒子破砕などが関与している。

粒子の破砕量は拘束圧の影響以外に水分の影響などを受けるであろうが、含水比が同一であれば供試体の作成法にかかわらず、その供試体の粒子破砕に与える水の影響は同じであると思われる。もちろん、含水比が同じであっても作用しているサクシオンに差があれば粒子破砕量に若干の違いは見られるであろう。従って、供試体Ⅰ、Ⅱでは同一含水比における粒子破砕量にそれほど差異があるとは考えられない。ただ、今回は粒子破砕量を調べていないが、せん断強度に与える影響は大きく、わずかの粒度の違いでも強度が異なるであろうから、今後、粒子破砕の観点からも詳細に調べる必要がであろう。

次に、サクシオンの影響を考える。含水比2～3％程度の供試体Ⅰでは、気乾状態の試料を突き固めて作成するため供試体は自立できない程であり、サクシオンはほとんど作用していないと考えてよい。それに対して、飽和状態から乾燥させた含水比2～3％程度の供試体Ⅱでは 1.7kgf/cm^2 の一軸強度を持ち、作用しているサクシオンも大きいと考えられる。従って、含水比変動に伴うまさ土の強度変化は、もちろん粒子破砕によるところが大きいかもしれないが、サクシオンの影響も無視できない要因である。供試体Ⅰ、Ⅱのサク

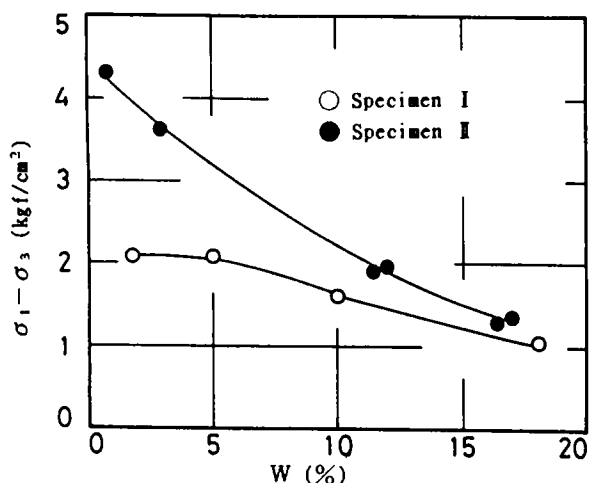


図3.4.13 破壊時の軸差応力と含水比の関係

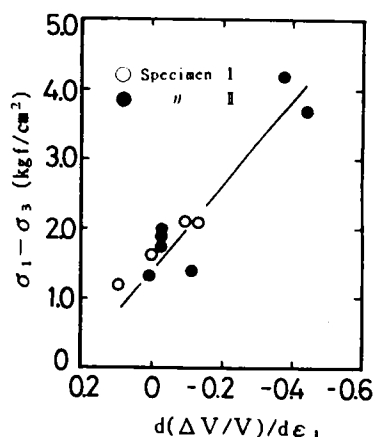


図3.4.14 破壊時のせん断強度と
ダイレイタンシー係数の関係

ションと含水比の関係を示していないが、それは供試体 I のサクションを正しく測定することができないからである。

図3.4.14に破壊時のせん断強度 $(\sigma_1 - \sigma_3)_r/2$ と破壊時のダイレイタンシー係数 $d(\Delta v/v)/d\epsilon_1$ の関係を示す。やや、ばらつきはみられるが、直線で示すような一義的關係が存在するようである。

3.4.5 節理面などが強度特性に与える影響

不かく乱まき土中には節理面や粘土層のような弱面を含んでいることが多いので、斜面安定解析を行なう場合、弱面を含んだ試料のせん断強度を把握しておくことが必要であろう。節理面の影響を調べるため、図3.4.15に示す人工的に切断面を入れた供試体に対して三軸圧縮試験を行なった。用いた試料はDである。試料は不飽和で飽和度 S_r は66～73%程度である。切断面を入れるに当っては凍結した供試体を塩化ビニルパイプで保護して、ディスクカッターで所定の角度に切断した。実験には切断面の欠落などのない試料を用いた。実験は拘束圧一定の圧密排水条件で、変位速度は $3.2 \times 10^{-2} \text{ mm/min}$ である。拘束圧は0.5および1.0 kgf/cm² である。

図3.4.16に応力～ひずみ～体積変化関係を示す。これから、切断面を入れたものは切断面のないものに比べてピーク強度が低下していることがわかる。供試体のすべり面は、ある面上の応力状態がその面上の破壊線に達した時生じる。今回の試験では、いずれの供試

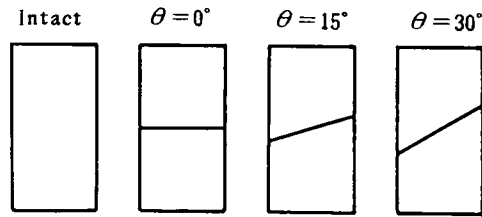


図3.4.15 切断面を入れた供試体の模式図

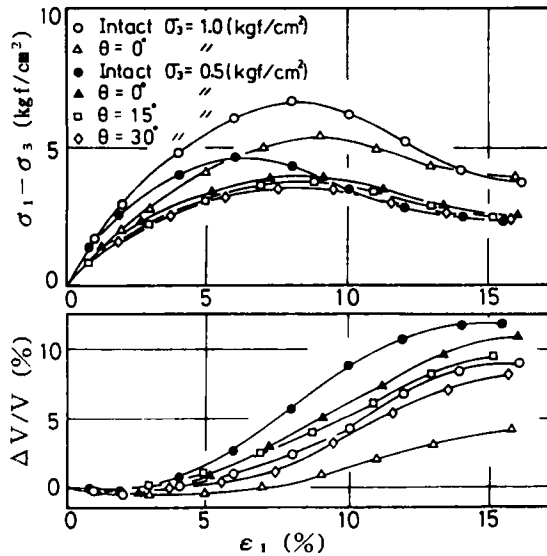


図3.4.16 軸差応力～軸ひずみ～体積変化関係

体もすべり面は切断面に沿ってではなく新たな面上に生じた。従って、せん断強度は節理面のない供試体と同程度の値を示してもよいと思われる。ところで、節理面を有する供試体の強度低下は図3.4.16の $\Delta v/v \sim \epsilon_1$ 関係をみると切断面のない供試体に比べてダイレイタンスー指数が小さくなっていることに起因していることがわかる。ピーク強度に達するまでは、せん断変形は供試体全体で発生している。ピーク強度に達するまでの切断面を入れた供試体と切断面のない供試体のダイレイタンスー量を考えると、切断面を入れた供試体は切断面が滑らかであるので、切断面付近のダイレイタンスー量が小さくなるであろう。この影響がピーク強度にあらわれていると考えられる。従って、切断面の粗さの程度もせん断強度に影響するので、節理面を有するまさ土の強度特性は切断面の角度のみならず、切断面の粗さなどを十分考える必要がある。

図3.4.17にピーク時、残留時の $(\sigma_1 - \sigma_3)/2 \sim (\sigma_1 + \sigma_3)/2$ の関係を示す。残留強度は

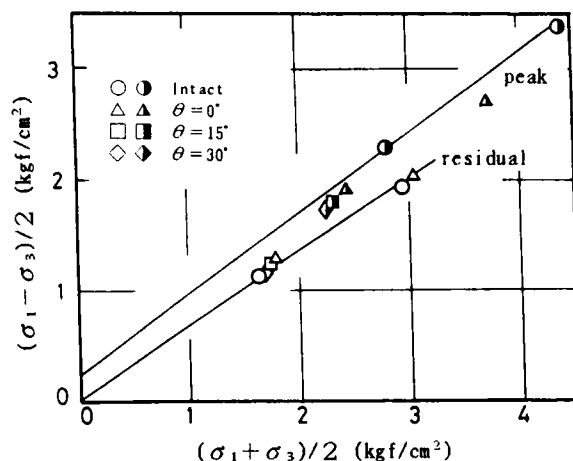


図3.4.17 破壊および残留強度線

切断面の有無や角度にかかわらず、ほぼ同一の値を示す。また、切断面を入れた供試体のピーク強度は、切断面のない供試体のピーク強度と残留強度の中間の値を示す。なお、切断面の角度によって破壊線は異なってくると思われるが³⁴⁾、これは今後の検討課題である。

次に、まさ土中に介在する粘土化したまさ土の単純せん断強度について述べる。この試料は試料Bの近くで採取したものである。薄層の粘土化したまさ土のせん断強度は、それを挟み込む不かく乱まさ土のせん断強度より小さく、その粘土を練り返し再圧密した練り返し正規圧密粘土のせん断強度より大きいと思われる。

そこで、まず粘土化したまさ土のせん断強度の下限値を求めるため、その粘土を練り返し再圧密した正規圧密供試体を作成し、側圧一定の圧密非排水三軸圧縮試験を行なった。側圧は2.0、3.0、4.0 kgf/cm²で、変位速度は 4.4×10^{-3} mm/minである。

次に、粘土化した不かく乱まさ土の単純せん断試験を行なった。供試体は図3.4.18に示すように、粘土化した不かく乱まさ土の片面を石こうで固めて作成した。試験は試料を飽和させて圧密排水条件で行なった。変位速度は0.1 mm/minとかなりな急速载荷で行なった。

試験結果を図3.4.19に示す。破線で示したものは、粘土化したまさ土の正規圧密供試体の試験結果を有効応力で表わした破壊強度線であり、白丸は排水試験による不かく乱まさ土のピーク強度である。また、黒丸で示したものは粘土化したまさ土のピーク強度を全応力で示したものである。これから、粘土化したまさ土のせん断強度は、それを練り返し再

圧密した正規圧密試料の有効応力による破壊線と不かく乱まさ土の飽和状態での破壊線との中間の値を示すことがわかる。また、粘土化したまさ土の破壊線を2点鎖線で示しているが、 $\sigma_v = 0.3 \text{ kgf/cm}^2$ 程度以下では過圧密状態を示し、それ以上では正規圧密試料の有効応力による破壊線とほぼ同じ破壊線を示している。これからみると、試験を比較的、急速载荷で行なったのであるが、排水強度を示しているようにみえる。従って、粘土化したまさ土の薄層は実際の崩壊でも非排水状態ではなく、排水状態でせん断されることも多いと思われる。

以上、切断面を含む不かく乱まさ土と粘土化したまさ土の強度特性を調べたが、弱面を含まない不かく乱まさ土のせん断強度に比べて、いずれも小さいせん断強度を示すので斜面安定解析に用いる強度定数には注意が必要である。また、前述したように、まさ土斜面は均質と思われるところでもばらつきが大きい。安定解析を行なう場合、ばらつきを評価した強度定数を用いる必要があるが、今後、こういった方面の研究も行なわなければならないと考えられる。

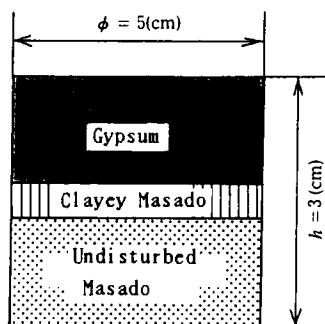


図3.4.18 供試体の模式図

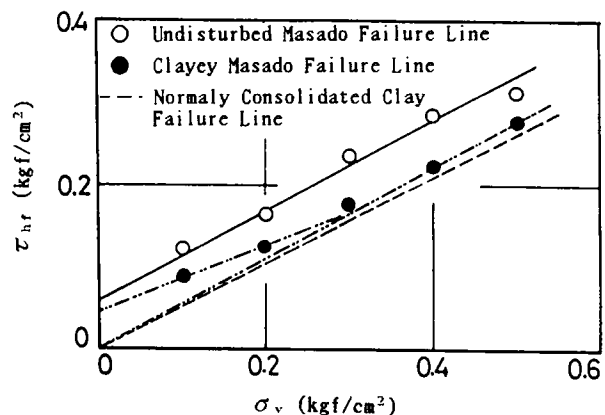


図3.4.19 破壊強度線

3.4.5 不かく乱まさ土のクリープ特性

降雨によるまさ土斜面の崩壊は多数発生しているが、以前に降雨履歴を受けていても崩壊しなかった斜面が、同程度の降雨により崩壊する例が多くみられる。この理由として、まさ土自体の化学的、物理的風化に伴う強度低下や水みち（パイプ）の形成に伴う浸透形態の変化が考えられる。

ところで、斜面を構成している土の有効応力は降雨浸透による間隙圧の増加、自重の増加などにより変化している。この繰り返し応力によるひずみの蓄積も、上記の理由の一つではないかと考えられる。そこで、不かく乱まさ土を試料として排水クリープ特性を調べ、載荷応力を変化させた繰り返しクリープ特性と比較し、降雨履歴に伴うひずみの蓄積が崩壊の一つの要因であるかどうかを調べた。

試料には東広島市の広島大学構内で採取した不かく乱まさ土を使用した。粒径加積曲線を図3.4.20に示す。比重は2.66である。

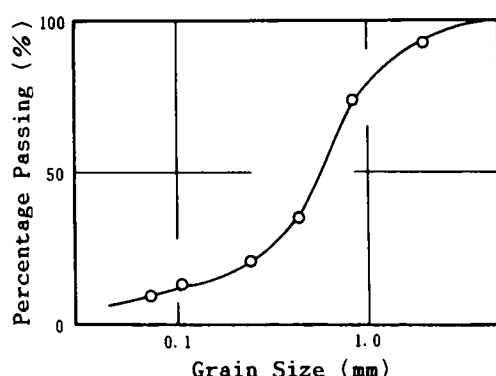


図3.4.20 粒径加積曲線

実験は圧密排水三軸圧縮試験、多段階載荷排水クリープ試験、繰り返し載荷排水クリープ試験を行なった。ここで、多段階載荷排水クリープ試験とは、一つの供試体に対して所定のクリープ荷重を段階的に増加させる試験のことである。また、繰り返し載荷排水クリープ試験とは、一つの供試体に対して所定の二つのクリープ荷重を交互に繰り返し載荷する試験を意味している。繰り返し載荷排水クリープ試験を行なった供試体は試験中にクリープ破壊を起こさなかったため、クリープ試験後、静的せん断した。三軸圧縮試験の方法は前節で述べたとおりである。クリープ試験の各載荷時間は約1週間である。なお、繰り返し載荷排水クリープ試験で載荷荷重を低下させた場合には軸ひずみ、体積変化にほとんど変化がみられなかったため、載荷時間は1～2日とした。繰り返し載荷排水クリープ試験は、三軸圧縮試験で求めた静的せん断強度 τ_c を基準せん断強度とし、0.7と0.85、0.8と0.95の応力比(τ_c/τ_c)の繰り返しで行なった。クリープ荷重はレギュレーターを介して空圧シリンダーにより与えた。いずれの試験も圧密は等方圧密で、側圧は 1.0 kgf/cm^2

である。

まず、多段階载荷排水クリープ試験による軸ひずみ速度と時間の関係を図3.4.21に示す。ばらつきはあるが、定荷重が作用している状態では、ひずみ速度と時間の関係は両対数紙上でほぼ直線関係にある。また、クリープ荷重が異なっても直線の勾配はほぼ等しいようである。Singh、Mitchell³⁵⁾による実験式のパラメーター m はほぼ1である。これから、まさ土は砂質土であるが、明瞭なクリープ挙動を示すことがわかる。

次に、繰返し载荷排水クリープ試験結果について述べる。まず、図3.4.22に軸ひずみ速度と試験開始後の全経過時間の関係を、図3.4.23に軸ひずみ速度と各クリープ荷重載荷後の時間の関係を示す。なお、0.85から0.7、0.95から0.8に応力比を低下させた場合には、軸ひずみにほとんど変化がないので示していない。この図から当然のことではあるが、いずれの場合も応力比を大きくした時にひずみ速度はかなり大きくなっていることがわかる。また、応力比を大きくした時のひずみ速度は1回目が最も大きく、繰返し回数増加とともに小さくなっている。図3.4.24に静的三軸試験による軸差応力($\sigma_1 - \sigma_3$)と軸ひずみ(ϵ_1)それと体積変化量($\Delta v/v$)の関係、ならびに繰返し载荷排水クリープ試験によるそれらの関係を示す。これをみると、繰返し载荷排水クリープによる軸ひずみは静的せん断によるものより若干大きくなることがわかる。また、せん断強度はわずかではあるが、低下するようである。ただし、不かく乱まさ土の場合、供試体のばらつきが避けられないので結論的なことは言えないが、繰返しクリープによりひずみは蓄

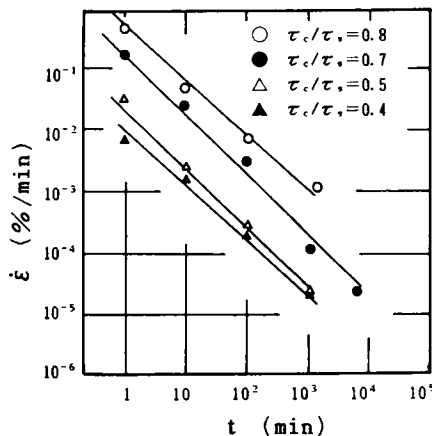


図3.4.21 軸ひずみ速度と時間の関係

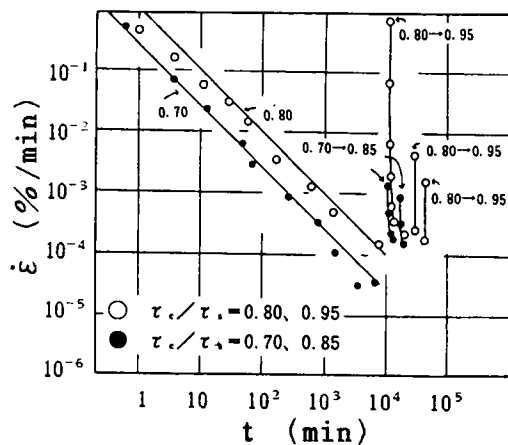


図3.4.22 軸ひずみ速度と全経過時間の関係

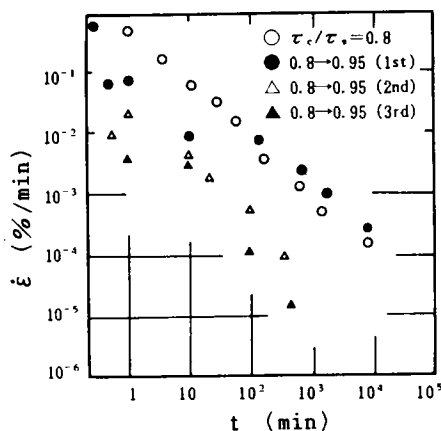


図3.4.23 軸ひずみ速度と時間の関係

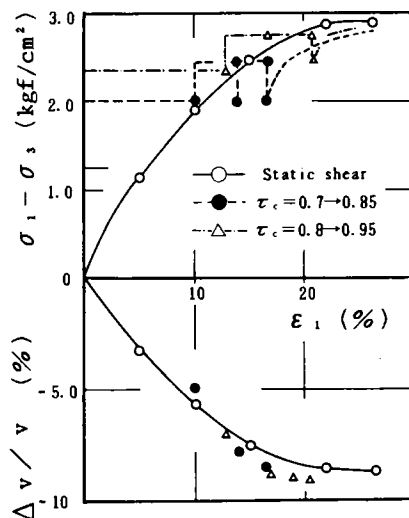


図3.4.24 軸差応力～軸ひずみ～体積変化関係

積されるようである。今後、このような履歴をうけた状態でのせん断特性をさらに明らかにする必要がある。なお、破壊時間に関しては調べていないが、最小ひずみ速度と破壊時間の関係は斎藤の式で表わされるということが清水ら³⁶⁾によって報告されている。

3.5 せん断特性の微視的機構

3.5.1 実験方法

用いた試料は図3.4.1に示した試料Bである。実験は、まず不かく乱供試体と突き固め供試体に対して側圧一定の圧密排水三軸圧縮試験を行なった。変位速度は 3.2×10^{-2} mm/minであり、圧密は等方圧密である。不かく乱供試体は前述した方法で作成した。突き固め供試体は試料の含水比を不かく乱のそれと同じ16%程度に調整した後、均一になるよう10層に分けて突き固め、直径5 cm、高さ10 cmの供試体を作成した。なお、突き固め供試体は多数作成し、所定の間隙比に近いものを用いた。

せん断試験の結果、図3.5.1、3.5.2に示すように同一初期間隙比 ($e_0=0.62$) を有していても不かく乱まき土と突き固めまき土では、応力～ひずみ～体積変化関係に大きな相違がみられた。この相違の理由として下記のようなことが考えられる。

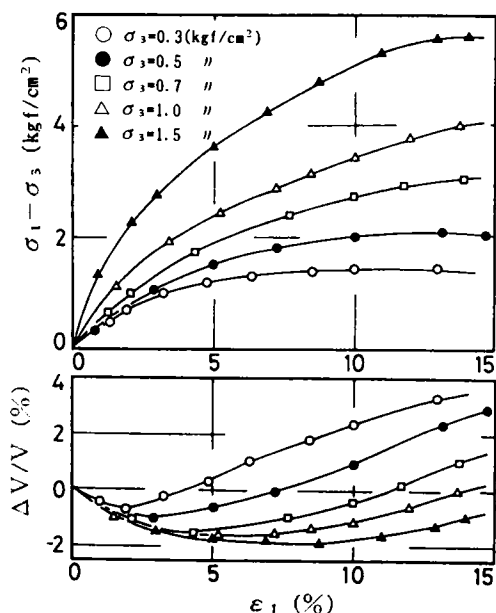


図3.5.1 軸差応力～軸ひずみ～体積変化関係
(不かく乱供試体)

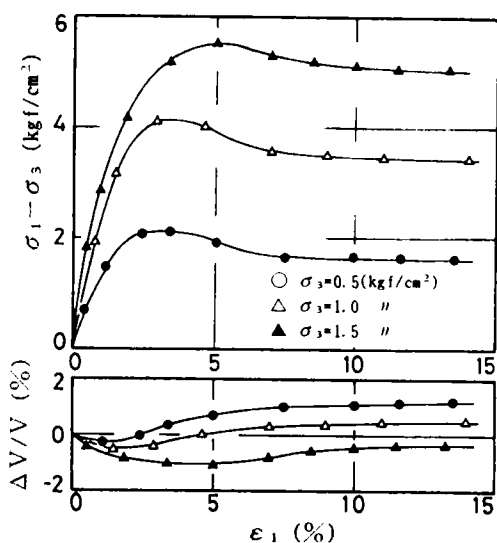


図3.5.2 軸差応力～軸ひずみ～体積変化関係
(突き固め供試体)

- ① 間隙分布の相違
- ② 圧縮応力、せん断応力による粒子破碎量の相違
- ③ 粒度分布の相違

これ以外にも応力履歴の相違や粒子形状の相違などが考えられる。応力履歴は不かく乱まさ土、突き固めまさ土とも正確に推定することが困難であるので調べる事が不可能である。また、粒子の形状の相違も大きな要因の一つであろうが、その影響は調べていない。

①～③に対して以下のような実験を行なった。

間隙分布の測定は吸引圧～水分曲線から間隙を毛管の束と仮定して間接的に求める方法と、顕微鏡観察から直接に判読する方法によった。吸引圧～水分曲線は吸引法により、水頭で120cmまで20cm間隔で求めた。各段階は平衡に要する時間を考えて半日とし、試験は脱水過程で行なった。顕微鏡観察は薄片の試料を50倍で写真撮影し、間隙の測定は写真から直接行なった。

粒子破碎量の測定はふるい分けで粒度分布の変化を求める方法や、比表面積の変化を求める方法があるが、今回はふるい分けでせん断前後の粒度分布の変化を求めてみた。ふる

い分け試験は従来の方法では、ふるい分け試験中にかなりの粒子破碎が起きると考えられるので、ふるいに水を満たし、水中で極力外力を与えずにふるい分けを行なった。

粒度分布の影響に関しては、せん断特性に与える粒子破碎の影響を除いて粒度分布の影響のみを調べるため、粒子破碎を生じない砂やシルト、粘土で不かく乱および突き固め試料と同一の粒度の試料を作成し、せん断試験を行ない比較した。

以上、行なった試験で、突き固め試料の初期間隙比は全て不かく乱試料のそれにそろえた。

3.5.2 実験結果と考察

不かく乱供試体と突き固め供試体の飽和状態での軸差応力($\sigma_1 - \sigma_3$)と軸ひずみ(ϵ_1)それに体積変化量($\Delta v/v$)の関係をそれぞれ図3.5.1、3.5.2に示す。不かく乱供試体と突き固め供試体の試験結果を比べてみるとピーク強度にそれほど違いはないが、ピーク強度での軸ひずみや体積変化量などには大きな違いがみられる。図示はしていないが、不飽和状態でも不かく乱供試体と突き固め供試体に同様な傾向がみられた。不かく乱供試体と突き固め供試体の初期間隙比は同じであるので、この応力～ひずみ～体積変化関係の相違の原因として前記したいくつかの理由が考えられる。①～③の影響を調べるため行なった実験結果を次に示す。

① 間隙分布

まず、不かく乱試料と突き固め試料の吸引圧～水分分布曲線を図3.5.3に示す。同図は水頭で120cmまで吸引法により求めた吸引圧～水分曲線に微分操作を施して得たものである。ところで、吸引圧は間隙系を仮に多数の毛細管の束であると想定すれば、毛管上昇高は次式で求められる³⁷⁾。

$$h = \frac{2T}{\rho g r \cos \alpha} \text{ ----- (3.5.1)}$$

ここで、h:上昇高、T:水の表面張力、 ρ :水の密度

g:重力加速度、r:毛細管半径、 α :接触角

これから、間隙の当量直径 $d (= 2r)$ が求められる。その当量直径を図3.5.3に併記してある。間隙分布のピークは当量直径で表わせば不かく乱試料で0.08mm、突き固め試料で0.054mm程度の所にみられる。これから、不かく乱試料は突き固め試料に比べて間隙の径がかなり大きいことがわかる。

顕微鏡写真の1例として写真3.5.1a)に不かく乱試料の、写真3.5.1b)に突き固め試料のものを示す。図3.5.4に不かく乱試料と突き固め試料の顕微鏡写真より求めた間隙の

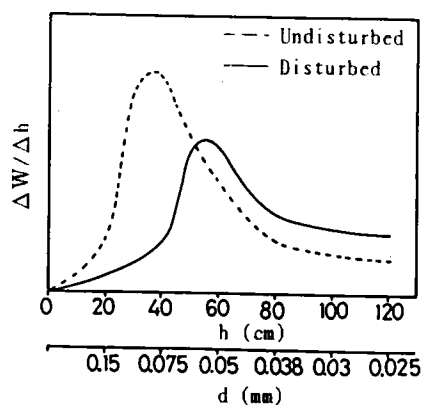


図3.5.3 吸引圧～水分分布曲線

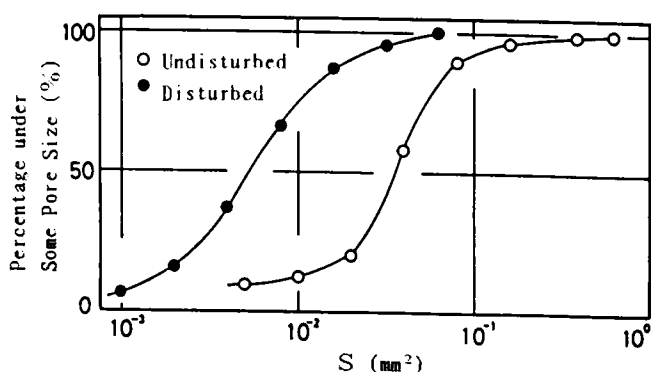
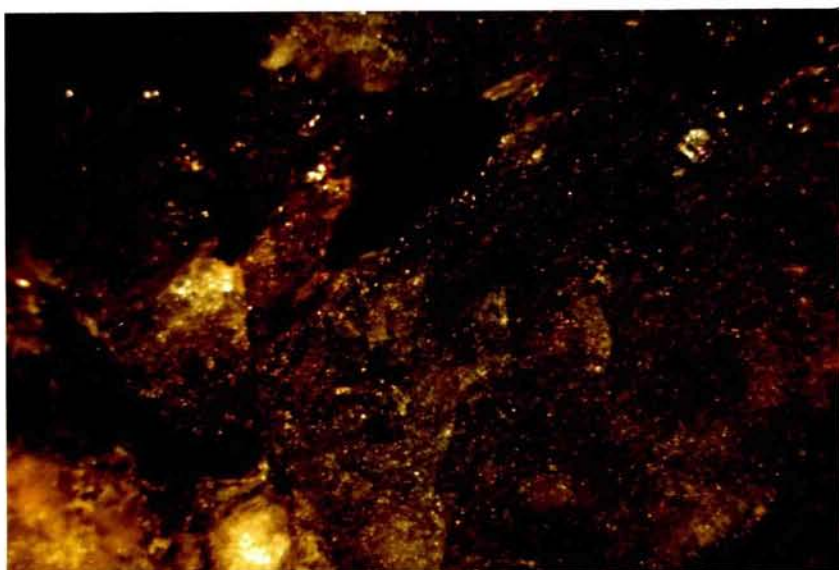
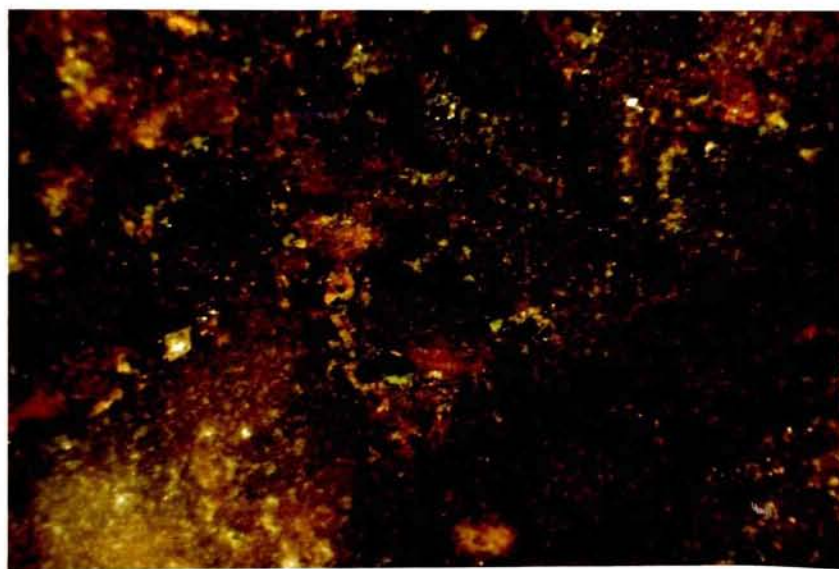


図3.5.4 間隙の個々の面積と度数の関係

個々の面積と度数の関係を示す。これらは両試料とも約400個の間隙から求めた関係である。横軸を間隙の径ではなく面積で示したのは間隙が円形ではなく複雑な形状をしているからである。なお、50倍の顕微鏡撮影でクラックのようにしか見えないものは省いてある。水銀圧入法^{3,8)}などを用いれば微小な間隙まで測定できるので間隙分布は図に示したものとは異なってくるであろうが、今回はせん断初期の体積圧縮に影響すると考えられる大きい間隙の分布を調べた。これから、不かく乱試料は突き固め試料に比べて間隙の全面積が同じであっても間隙個々の面積の大きいものが多いことがわかる。



a) 不かく乱試料



b) 突き固め試料

写真3.5.1 顕微鏡写真 (X50倍)

② セン断応力による粒子破碎

せん断前後の粒度分布の一例を図3.5.5に示す。白抜きで示したものがせん断前であり、黒印で示したものがせん断後の粒度分布である。不かく乱試料ではせん断前後に顕著な粒子破碎がみられるのに対し、突き固め試料では粒度分布にあまり変化がない。

以上の①、②から、不かく乱試料は突き固め試料に比べて、間隙の全面積は同じであっても個々の間隙の面積の大きいものの割合が多いこと、また、不かく乱試料ではせん断時に粒子破碎が顕著にみられることがわかった。より大きい間隙はせん断初期につぶれやすく、従って、せん断初期に大きな体積圧縮を生じるであろう。また、せん断時の粒子破碎量が大きい程せん断初期の体積圧縮量は大きくなると考えられる。そして、体積圧縮量が大きければ、それだけ試料は密になり、膨張時にダイレイタンスー指数は大きくなると考えられる。

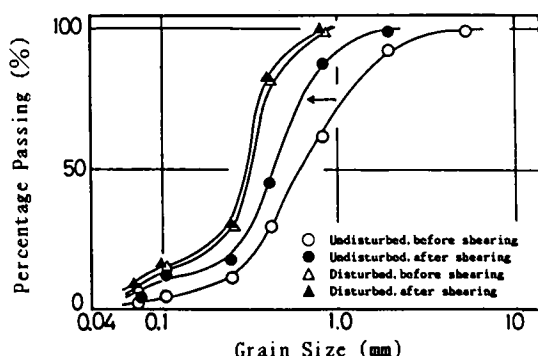


図3.5.5 セン断前後の粒度分布の1例

③ 粒度分布の影響

破碎しない材料を用いて作成した供試体の応力～ひずみ～体積変化関係を図3.5.6に示す。この硬い粒子で構成された試料の粒度は図3.5.1、3.5.2に示す不かく乱および突き固めまさ土試料のせん断前の粒度と同一に調整しており、初期間隙比も約0.62で同じである。供試体の突き固め方法は前述の突き固めまさ土供試体のそれと同じである。

また、試験は側圧一定の圧密排水三軸圧縮試験で、試験方法は前記のとおりである。側圧は1.0kgf/cm²で行なった。

これを見ると、せん断特性に粒度分布の違いによる影響はそれほどあらわれていない。

図3.5.1に示す不かく乱まさ土のせん断特性と図3.5.6に白丸で示した硬い粒子を突き固め

た供試体のせん断特性を比較してみると、破碎しない粒子を用いて突き固めたものの方が若干膨張量が多い。これは粒子破碎の影響であろう。

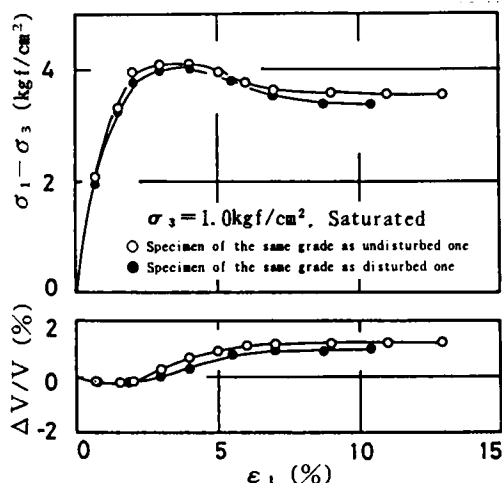


図3.5.6 破碎しない材料を用いて作成した供試体の軸差応力～軸ひずみ～体積変化関係

3.6 コーン貫入試験に関する考察

まさ土斜面の地盤調査にはポータブルコーンや土研式簡易貫入試験機がよく使用されている。ところで、一般の地盤調査には標準貫入試験や静的コーン試験などが多用され、その結果は各種の経験的な式や図表にあてはめられ設計に用いられている。例えば、砂質地盤に対するN値はDunhamの式などで内部摩擦角 ϕ の推定や、Gibbs-Holtzの図などによって上載圧をパラメータとして相対密度や支持力係数の推定にまで用いられている³⁹⁾。

しかし、貫入試験結果から地盤の諸定数を推定する場合、つぎのような問題がある。 ϕ 、 D_r 、ダイレイタンス特性や支持力係数は物質定数であるので、本来応力や境界の条件の影響を受けない。一方、貫入抵抗は強度などと同様に応力状態に影響される。もちろん、上記の物質定数も応力状態の影響を受けるが、一応2次的な影響であると考えられる。従って、上記の物質定数を貫入抵抗から推定する場合、有効応力すなわち発生間隙圧の影響や K_0 値などの応力状態が貫入抵抗に及ぼす影響を考慮する必要がある。

砂質地盤における貫入抵抗に対する間隙水圧の影響を杭の支持力式や打ち込みに関して

調べてみる。杭の支持力式を次式で表示すれば間隙水圧の影響は容易にわかる。

$$q = \gamma' z \cdot N_q = (\gamma z - u) \cdot N_q \quad (3.6.1)$$

ここで、 q は単位面積当りの支持力、 N_q は支持力係数、 γ' は有効土被り圧、 γ は土被り圧、 z は深さ、 u は間隙水圧である。

すなわち、杭の支持力という長期(排水)問題では u は静水圧であるが、杭の打ち込みのような短期(非排水)問題では正あるいは負の過剰間隙水圧の発生がみられ、 q はゼロ近くになることもあるし、逆に非常に大きくなることもありうる。図3.6.1はウォータージェット併用による杭打ちの現場測定による打ち込み深さ z と時間 t の関係を示すものであるが、低圧大容量の注水をして間隙水圧を上昇させつつ杭打ちを行なうと注水量 Q の増加とともに貫入速度は増加していることがわかる⁴⁰⁾。

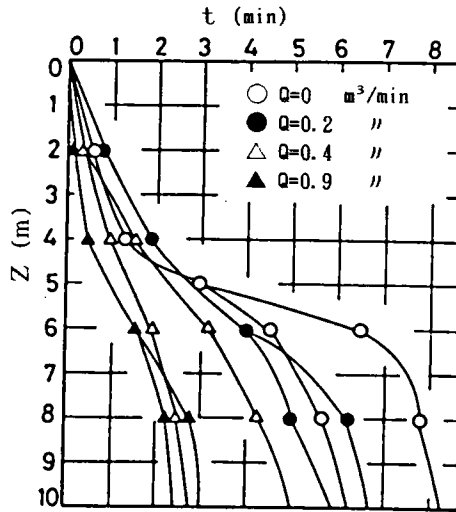


図3.6.1 注水による杭の貫入速度の増加
(ϕ 50cm 杭)

静的コーン貫入試験結果に与える間隙水圧の影響についてはJanbuら⁴¹⁾、Schmertmann⁴²⁾らが指摘している。 q_c 値は貫入速度に依存し、また、連続貫入と断続的貫入の q_c は異なり、その原因は貫入時に発生した水圧の消散によるものであることを示している。

以上のことから、一般の砂質地盤への貫入抵抗に与える間隙水圧などの影響は無視できないことがわかる。まさ土地盤では間隙水圧などの影響だけでなく、含水比変動に伴うせん断強度の変化や粒子破碎の影響を受けるので、貫入抵抗はさらに複雑なものになるであろう。

本節では、まず、貫入試験結果に与える間隙水圧、 K_0 値の影響を砂を試料として室内実験により調べ、その結果をもとに、間隙圧を強制的に与える新しい貫入試験法を提案する。さらに、砂地盤への貫入試験から得られた結果を参考にして、まさ土地盤への貫入抵抗に与える間隙水圧、含水比変動に伴うせん断強度の変化、粒子破碎などの影響を室内実験により調べ、まさ土地盤に対して貫入試験を行なう場合の留意点を指摘する。

3.6.1 砂地盤への静的、動的貫入抵抗に与える間隙水圧及び応力状態の影響

(1) 試料、実験装置、実験方法

試料には豊浦標準砂を用いた。試料に砂を用いたのは、まさ土では間隙水圧の影響だけでなく、含水比変動に伴うせん断強度の変化、粒子破碎などの影響も受けるので、間隙水圧および応力状態の影響だけを評価することが困難だからである。

実験装置の概要を図3.6.2に示す。上載圧は空圧载荷により、ゴム膜を介して上側表面から与える。間隙水圧は円形土槽中心線より2.33cm離れた（コーン側面より1cm）の位置に上下5cm間隔で設置した硬質ビニール管に接続された水圧計で測定する。現象の速い動的貫入時の間隙水圧は電磁オシログラフにより記録した。水圧計 u_2 の測定深度が貫入

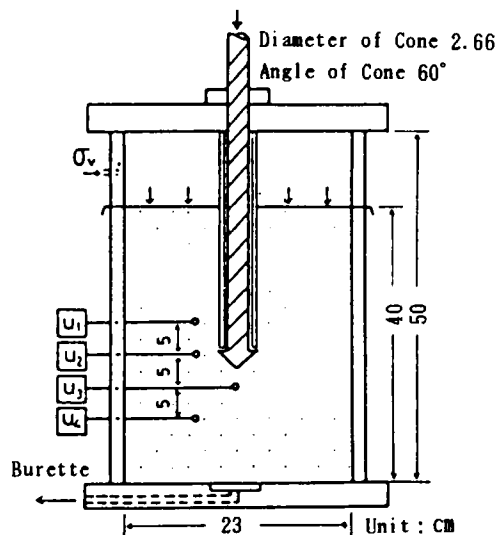


図3.6.2 実験装置の概要

開始時点でのコーン下端深度に対応する。コーン諸元は図中に示す。ロッドの径は2 cmである。ロッドの周面にはテフロンシートを巻き、また2重管にして周面抵抗をなくした。試料と側壁の摩擦の軽減のため土槽側面にはゴム膜を入れ、側壁との間にグリースを塗布した。土槽からの吸排水量は底面中央部に設けたポーラスストーンにつながるビュレットで測定した。コーンはあらかじめ22.5 cmの深度に埋設したのち、静的試験では万能圧縮試験機によって0.33 cm/minの貫入速度で、動的試験では3.88 kgの落錘を24 cmの高さから落下し衝突させることにより実験を行なった。実験は有効上載圧、初期間隙比を数種変えて、乾燥、飽和排水、飽和非排水の地盤条件で行なった。ここで、排水、非排水とは土槽底面のポーラスストーンよりの水の出入りについてのことである。

(2) 実験結果と考察

a) 貫入時の体積変化と過剰間隙水圧

図3.6.3 a)、3 b)に貫入量 δ と静的貫入抵抗 P_s 、体積変化量 Δv の関係を、図3.6.4 a)、4 b)に δ と動的貫入抵抗 p_d 、それに Δv の関係を示す。 p_d は1 cm貫入に要する打撃回数である。 $p_s \sim \delta$ 、 $p_d \sim \delta$ の関係をみると、緩い状態では数ミリの貫入で貫入抵抗値が一定値を示すのに対し、密な状態では貫入量の増加とともに貫入抵抗は大きくなる傾向がある。ここに、緩い状態とは初期間隙比 e_0 が0.8~0.92に、密な状態とは e_0 が0.63

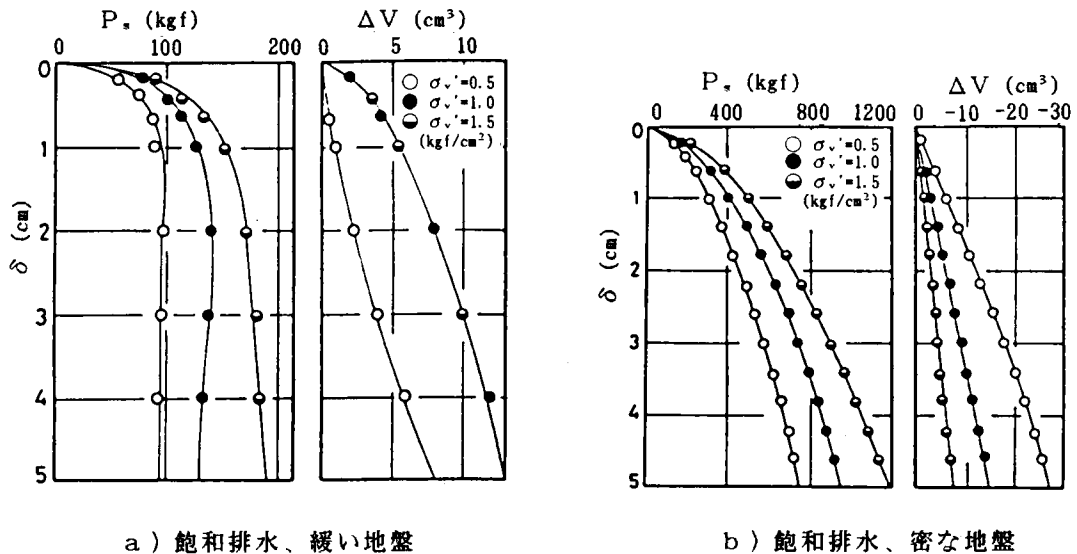


図3.6.3 静的貫入試験結果

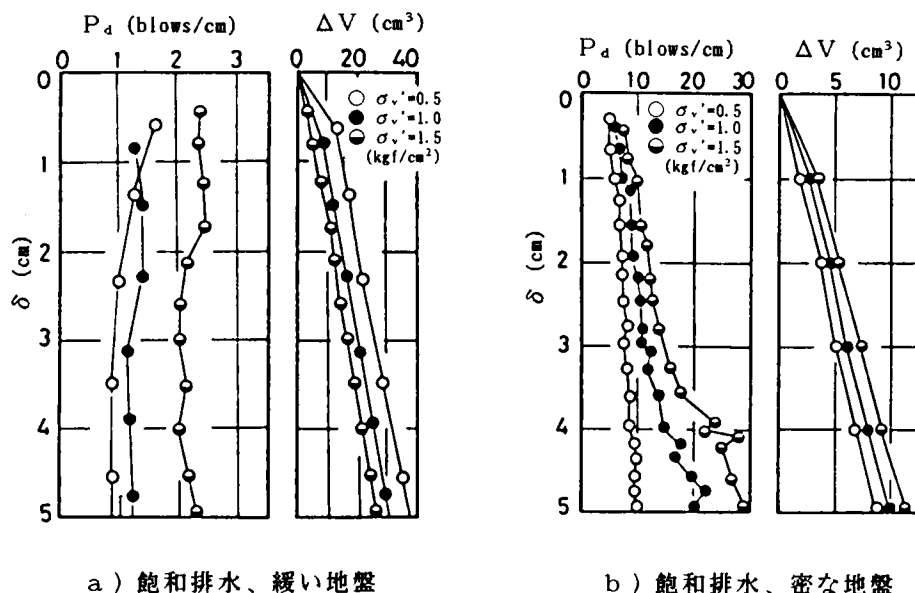


図3.6.4 動的貫入試験結果

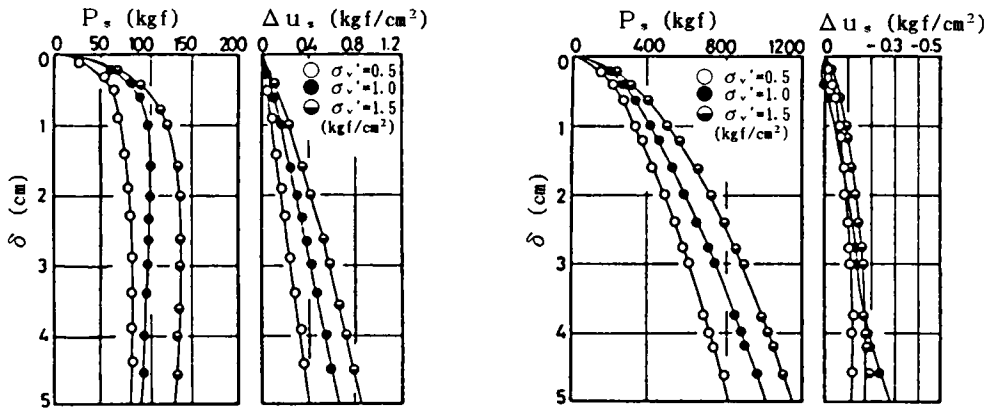
～0.67に対応している。図示はしていないが乾燥状態でも同様の傾向を示す。上載圧に比べて自重を無視できる本実験のような場合、支持力理論から考えれば貫入初期を除いて貫入量に無関係に貫入抵抗は一定とならねばならない。貫入に伴って貫入抵抗が増加していく密な状態での $p_s \sim \delta$ 、 $p_d \sim \delta$ 関係は土槽の拘束条件や砂のダイレイタンシー特性が影響していると思われるが、明確なことはわからない。

静的貫入試験の $\Delta v \sim \delta$ 関係をみると、緩い状態では貫入量の増加とともにほぼ直線的に排水量が増加している。一方、密な状態では貫入初期にごくわずかに排水するが、それから吸水に転じ貫入に伴って直線的に吸水量が増加している。この貫入に伴う体積変化は二つの成分を含んでいると考えられる。一つは平均有効主応力 σ_v' の増加による体積圧縮成分であり、もう一つはせん断応力によるダイレイタンシー成分である。前述したように緩い状態で10cc程度の排水を生じたのに対し、密な状態では30cc程度の吸水となっている本実験結果からみると、この傾向は砂のダイレイタンシー特性と一致しているので、コーン貫入時の体積変化は平均有効主応力の増加による体積圧縮成分よりダイレイタンシー成分によるものの方が卓越していると思われる。

動的貫入試験時の排水量を静的貫入試験によるそれと比較してみると、緩い状態、密な状態とも動的貫入試験の方が数十cc排水量が増えているのがわかる。静的貫入試験に比べ

て動的貫入試験の方が排水量が多くなるのは、動的貫入の場合、繰り返しせん断を行なっているからである。

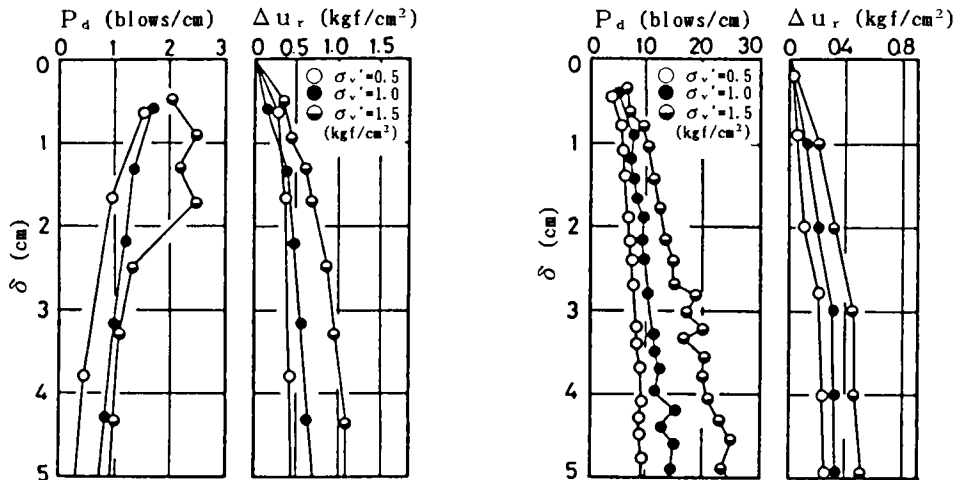
図3.6.5a)、5b)に飽和非排水条件での δ と p_s および静的貫入に伴って蓄積される間隙水圧 Δu_s の関係を、図3.6.6a)、6b)に飽和非排水条件での δ と p_d および動的貫入に伴って蓄積される間隙水圧 Δu_r の関係を示す。 $p_s \sim \delta$ 、 $p_d \sim \delta$ 関係とも排水条件での



a) 飽和非排水、緩い地盤

b) 飽和非排水、密な地盤

図3.6.5 静的貫入試験結果



a) 飽和非排水、緩い地盤

b) 飽和非排水、密な地盤

図3.6.6 動的貫入試験結果

それとほぼ同様な傾向を示している。ここに、 Δu_s 、 Δu_r は測点 u_1 、 u_2 、 u_4 で測定した水圧の平均値である。これは u_1 、 u_2 、 u_4 での値がほぼ等しかったのでこのように表示した。

静的貫入試験の Δu_s と δ の関係をみると、貫入に伴って緩い状態では正の過剰間隙水圧が直線的に増加し、密な状態では貫入初期にごくわずかの正の過剰間隙水圧が発生し、貫入に伴って負に転じ直線的に減少している。また、動的貫入時の Δu_r と δ の関係をみると緩い状態、密な状態にかかわらず貫入に伴って正の過剰間隙水圧が蓄積されている。これらの結果から、一般の貫入試験でも非排水条件で行なわれれば正や負の過剰間隙水圧が発生し、貫入抵抗に大きな影響を与えることが予想される。

b) 間隙水圧による静的貫入抵抗の変化

乾燥、飽和排水、飽和非排水といった地盤条件の違いによる静的貫入抵抗の差異を調べるため、図3.6.7に密な状態での $p_{s,r}$ と初期有効上載圧 σ_{v0}' の関係を示す。また、緩い状態での結果も含めて図3.6.8に $p_{s,r}$ と初期間隙比 e_0 の関係を示す。なお、前述したように密な状態では貫入抵抗値が一定値とならず貫入に伴って徐々に増加していく傾向があるが、一応3cm貫入時の貫入抵抗値を $p_{s,r}$ として示した。この結果から、地盤条件の違いに

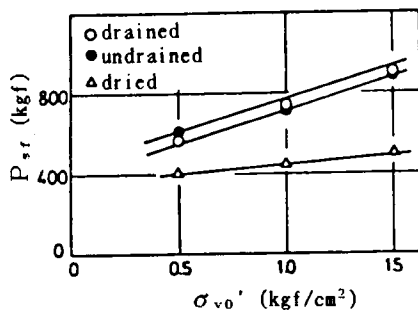


図3.6.7 有効上載圧の違いによる静的貫入抵抗の変化（密な地盤）

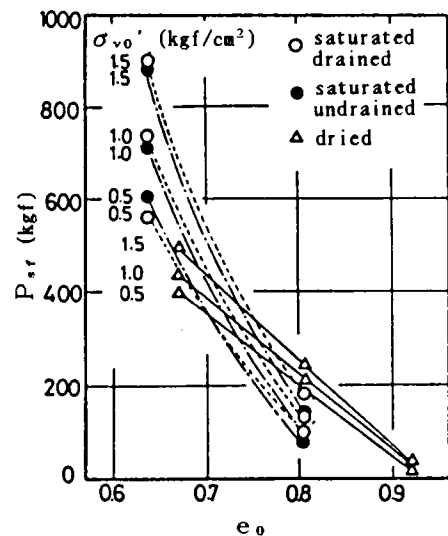


図3.6.8 初期間隙比の違いによる静的貫入抵抗の変化

よる貫入抵抗値は次のような傾向を持つことがわかる。

① 緩い状態での貫入抵抗は乾燥砂で最も大きく、非排水条件の飽和砂で最小となっている。

② 密な状態での貫入抵抗は非排水および排水条件の飽和砂で同程度の値を示す。乾燥砂での貫入抵抗はそれらに比べてかなり小さく、緩い状態での傾向と逆の傾向を示す。

これらの結果のうち乾燥砂と非排水条件の飽和砂での貫入抵抗の差は、コーン貫入時に土槽内に蓄積される過剰間隙水圧の影響であろうと思われる。すなわち、飽和非排水条件の緩い状態の地盤では、正の過剰間隙水圧により乾燥砂に比べて有効応力が減少し、その結果貫入抵抗が小さくなる。逆に、密な状態では負の過剰間隙水圧により有効応力が増大して、それで貫入抵抗が増加しているという当然の結果であると考えられる。

ところで、興味深いのは飽和排水条件での貫入抵抗の結果である。コーン側面から1 cmの位置で測定した水圧では、過剰間隙水圧の発生はほとんど認められないにもかかわらず、密な状態での貫入抵抗は乾燥砂に比べてかなり大きく、非排水条件の飽和砂と同程度の値を示している。貫入抵抗の差異を土槽内に蓄積される正負の過剰間隙水圧によるとした前記の解釈では、飽和排水条件の貫入抵抗値に対して説明がつかない。

ところで、有効応力状態が同じであれば乾燥、飽和にかかわらず砂はほぼ同一の強度を有する。従って、貫入抵抗の差異はやはり過剰間隙水圧に起因するところが大きいと考えられる。そこで、貫入時のコーンのごく近辺の過剰間隙水圧を測定するため、貫入開始時点でコーンの真下3 cm程度の位置に水圧の測定点 u_3 をセットして静的貫入試験を行なった。測定点 u_3 はコーン貫入とともにコーン先端に近づき、さらに貫入が進むと、ビニルパイプが柔軟であるため、コーン先端部によって硬質ビニルパイプが側方に押し出され、ビニルパイプ先端の受圧部はコーンの側面に位置することになる。図3.6.9a)、9b)は密な場合の飽和排水および非排水条件での測点 u_1 、 u_3 での間隙水圧の測定例であるが、 u_3 の変化はコーンの貫入による状況をよく示していると思われる。すなわち、コーン貫入によってコーン先端の下部では圧縮応力 σ_m が増加するが、コーン先端に近づくとともに σ_m がより大きくなり、 u_3 は圧縮応力成分の増加による正の過剰間隙水圧を測定している。さらに貫入が進むと測点 u_3 はコーンの側面に位置し、ダイレイタンシーによる負の過剰間隙水圧を測定している。しかし、コーン側面から1 cmに位置している測点 u_1 では過剰間隙水圧がほとんど発生していないことから考えると、ダイレイタンシーによる負の過剰間隙水圧はコーン側面のごく近辺に限られることがわかる。これから飽和した密な砂地盤へのコーン貫入時に、コーンのごく近辺に発生する過剰間隙水圧は次のような分布をすることがわかる。

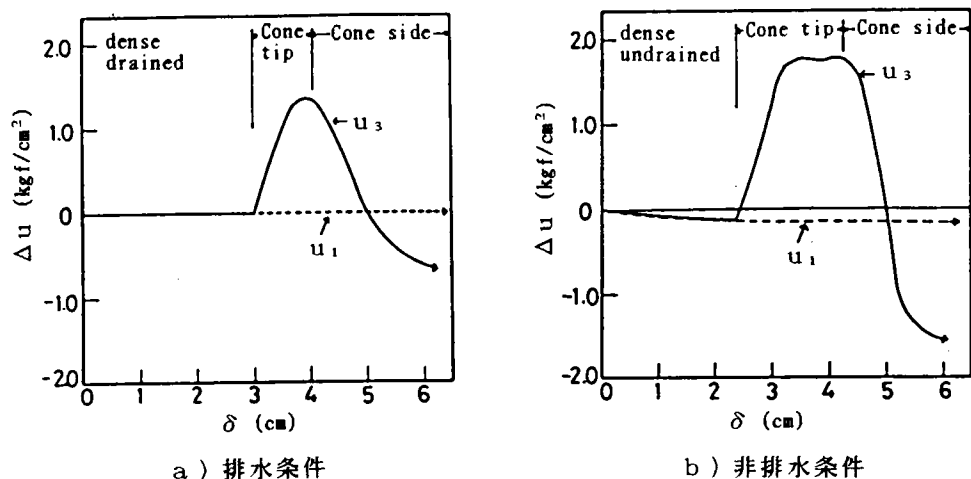


図3.6.9 静的貫入試験時のコーン周辺部の間隙水圧

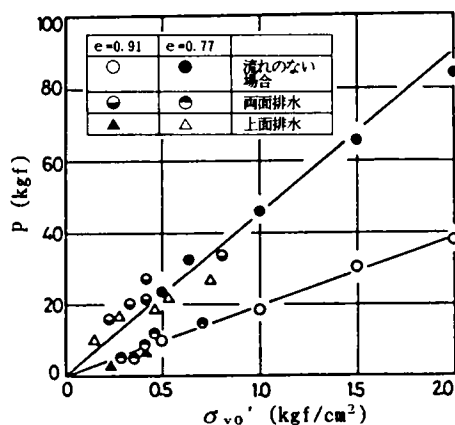


図3.6.10 杭先端部の有効応力の違いによる
杭の貫入抵抗の変化

① 圧縮領域と考えられるコーン先端部では排水、非排水の条件にかかわらず、 σ_m の増加によりかなり大きい正の過剰間隙水圧が発生している。

② せん断領域と考えられるコーン側面部では排水、非排水の条件にかかわらず、かなり大きな負の過剰間隙水圧が発生している。

密な砂地盤におけるこのようなコーン側面部での負の過剰間隙水圧は、ポアープレッシャーコーンを用いた実地盤における貫入試験でも測定されている^{43), 44)}。

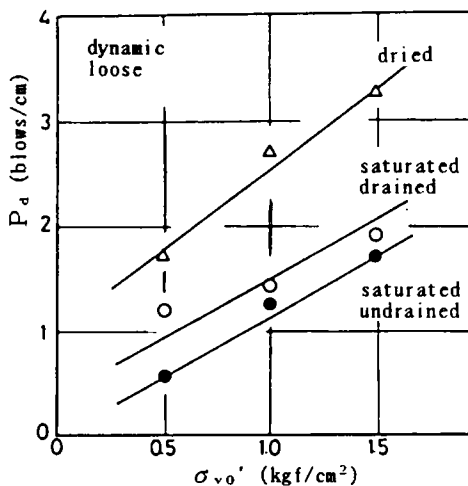
図3.6.10は室ら⁴⁵⁾によるウォータージェットを用いた杭の貫入抵抗に関する室内実験

結果である。 P は貫入抵抗で σ_v' は上載圧から杭先での水圧を引いたものである。これから、 P は σ_v' と一意的関係にあり、貫入抵抗は杭先端部の水圧に大きく支配されていることがわかる。この結果からみるとコーン近辺の過剰間隙水圧、特にせん断領域であるコーン側面部の負の過剰間隙水圧が貫入抵抗に影響を与え、密な地盤の場合では乾燥砂に比べ飽和砂での貫入抵抗が大きくなったと考えられる。しかし、ウォータージェットの場合に比べてコーン周辺の水圧分布は複雑であり、貫入機構に関しては今後更なる検討が必要である。

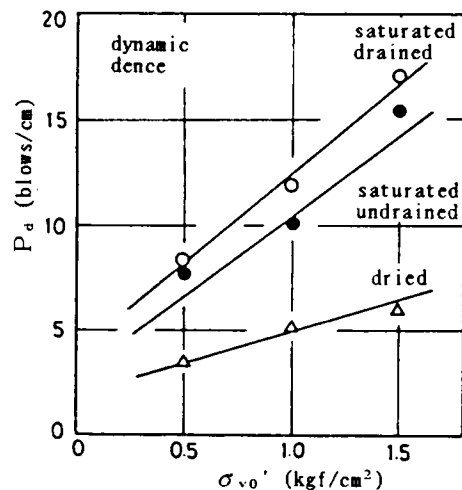
c) 間隙水圧による動的貫入抵抗の変化

前節で静的貫入試験結果にはコーン周辺の過剰間隙水圧が大きな影響を与えることを明らかにしたが、動的貫入試験の場合でも間隙水圧が動的貫入抵抗に影響を及ぼすことが予想される。図3.6.11a)、11b)に緩い状態および密な状態の地盤への動的貫入試験結果の P_d と初期有効上載圧 σ_{v0}' の関係を示す。図3.6.12に P_d と初期間隙比 e_0 の関係を示す。これらの図から次のことがわかる。

- ① 緩い状態では、動的貫入抵抗は飽和非排水条件下で最も小さく、飽和排水、乾燥地盤の順に大きくなっている。
- ② 密な状態では乾燥砂で最も小さく、飽和非排水、飽和排水地盤の順に動的貫入抵抗は大きくなっている。



a) 緩い地盤



b) 密な地盤

図3.6.11 有効上載圧の違いによる動的貫入抵抗の変化

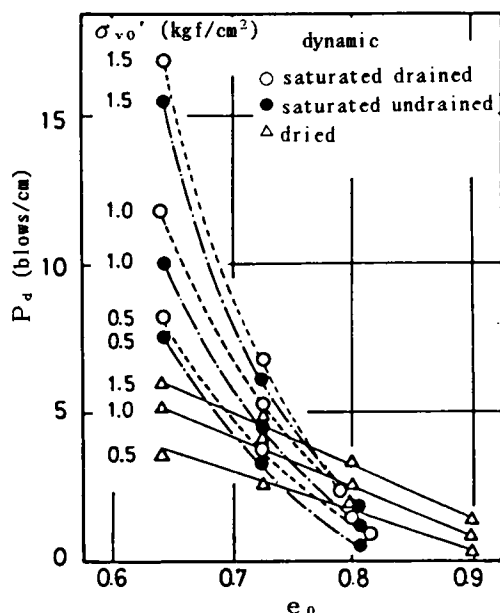


図3.6.12 初期間隙比の違いによる
動的貫入抵抗の変化

模型地盤は初期間隙比が同一で有効上載圧が等しければ、飽和、乾燥あるいは排水条件の違いはあるが、初期有効応力状態はほとんど同一とみなせる。従って、これらの動的貫入抵抗の差異は初期間隙比それに排水条件の違いなどにより、打撃時に発生する水圧が異なることに起因すると思われる。

図3.6.13a)、13b)に緩い状態および密な状態の飽和排水条件での打撃時発生水圧の1例を示す。繁雑になるので測点 u_1 、 u_3 の測定結果のみを記す。 u_3 はコーン直下3cm程度の位置での測定結果であり、 u_1 はコーン側面から1cmの位置での測定値である。まず、両図の一般的特徴をみると、打撃直後に数十～数百Hzの振幅の大きい水圧振動がみられ、この振動は0.1s程度で減衰するということがあげられる。次に、初期間隙比の違いによる発生水圧の差異をみる。緩い状態では打撃後大きな正の過剰間隙水圧が卓越して発生し、正圧の領域で振動しつつ減衰している。それに対し、密な状態では打撃後に大きな負の過剰間隙水圧が卓越して発生し、続いてそれと同程度の大きさの正の過剰間隙水圧が発生し、正負両方の領域で振動しつつ減衰している。また、測点 u_3 では間隙比にかかわらず、一番最初にごく小さい正の過剰間隙水圧の発生がみられるが、これは u_3 を圧縮領域と思われるコーン直下にセットしたためであろう。 u_1 、 u_3 を比べてみると、振幅の大き

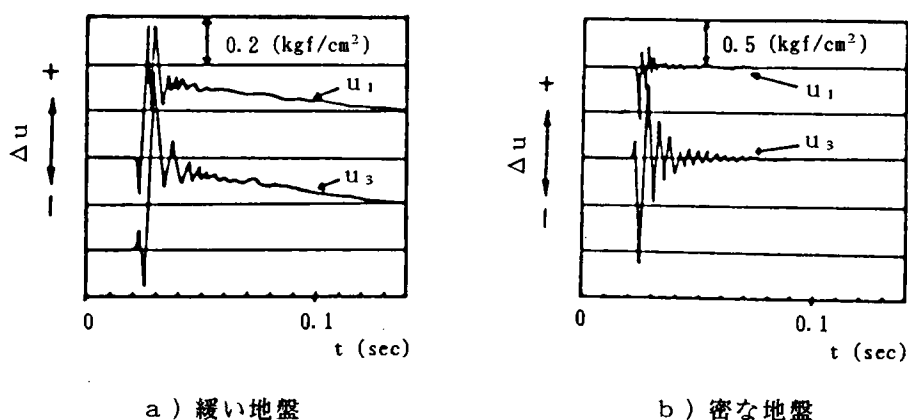


図3.6.13 打撃時発生水圧

さなどに違いがみられ、打撃時の発生水圧は複雑な分布をなしていることが予想される。

しかし、いずれにしろ緩い状態と密な状態での打撃時発生水圧を比較してみると、緩い状態では最初に大きな正の過剰間隙水圧の発生がみられ、密な状態ではまず大きな負の過剰間隙水圧が発生するという点に顕著な特徴ならびに差異があると思われる。この初期間隙比の違いによる打撃時の発生水圧の相違は砂のダイレイタンシー特性に起因していると考えられる。前述したようにコーン貫入に伴う体積変化には、圧縮応力による変化とせん断変形（ダイレイタンシー）による変化の2成分がある。動的貫入試験は衝撃载荷であり、排水時間がないという意味でコーン周辺は非排水状態になっていると考えられるので、コーン周辺で2成分の間隙水圧が発生する。そして、本実験ではコーン周辺で水圧を測定しているので、土槽全体からの排水特性で考えた以上に、せん断変形（ダイレイタンシー）による過剰間隙水圧が卓越して測定されたのであろう。

以上のことから、地盤条件の違いによる打撃時発生水圧は次の2点に大きな特徴があることがわかった。

① 打撃時には土槽底面からの排水あるいは非排水といった条件にかかわらず、砂のダイレイタンシー特性と合致して、緩い状態では正の、密な状態では負のかなり大きい過剰間隙水圧が発生する。

② 土槽底面が非排水状態では当然のことではあるが、残留間隙水圧が蓄積される。

この間隙水圧の相違が上記の動的貫入抵抗の差異の大きな原因であると考えられる。すなわち、乾燥条件での動的貫入時の地盤内の有効応力状態に比べて、飽和した緩い地盤状

態では打撃時に発生する正の過剰間隙水圧や残留水圧により地盤内の有効応力は減少し、その結果、動的貫入抵抗は小さくなると思われる。また、飽和した密な状態では打撃時に発生する負の過剰間隙水圧により地盤内の有効応力は乾燥地盤に比べて逆に増大し、それにより動的貫入抵抗は乾燥条件のものに比べてかなり大きくなると考えられる。

以上の有効応力の立場から、 P_d 値は初期有効上載圧により決定されるものではなく、打撃時の有効上載圧（打撃時発生水圧も考慮した）によるところが大きいことがわかった。従って、 P_d と σ_{vo}' の間に図3.6.14a)、14b)に示す関係がある程度成り立つと考えられる。ここで、図3.6.15に示すように Δu_d は打撃時に砂のダイレイタンシー特性に合致して発生する過剰間隙水圧を、また、 Δu_r は非排水状態で蓄積される残留水圧を意味する。打撃時の有効上載圧 σ_v' は $\sigma_v' = \sigma_{vo}' - \Delta u_r - \Delta u_d$ で表現できる。乾燥状態では Δu_r も Δu_d もゼロであるから $\sigma_v' = \sigma_{vo}'$ となる。従って、図3.6.14a)、14b)の P_d

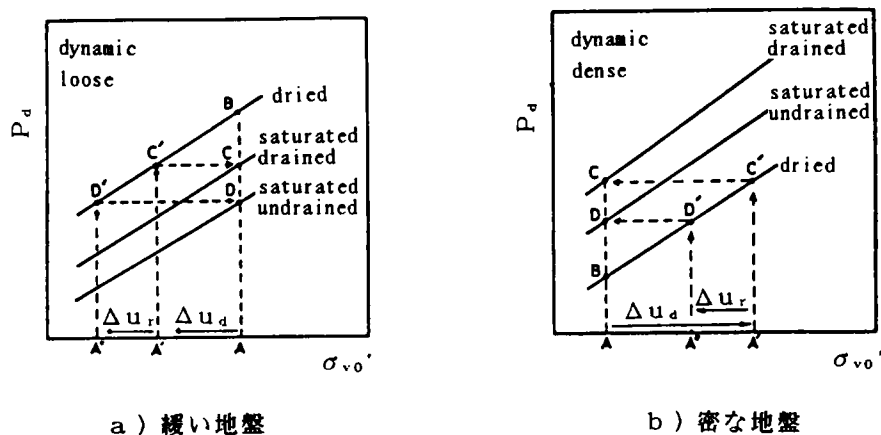


図3.6.14 地盤条件の違いによる動的貫入抵抗の相違の説明図

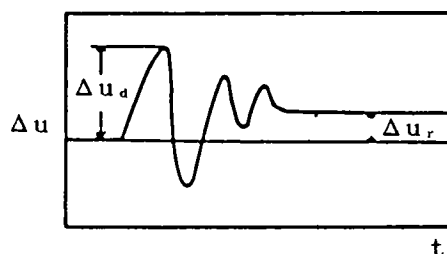


図3.6.15 Δu_d 、 Δu_r の定義

と σ_{vo}' の関係において乾燥状態では横軸を σ_v' に変えても同じ線上で示される。一方、飽和状態では表3.6.1のような間隙水圧が発生する。この間隙水圧が図3.6.14a)、14b)の点Aで示す σ_{vo}' に対して P_d が点B、C、Dの3種の値を示す原因である。 P_d を打撃時の有効上載圧で示した場合、地盤の飽和、乾燥および排水、非排水といった条件に関係なく初期間隙比が同じであれば同一線上に示されるとすると、図3.6.14a)、14b)のように横軸を初期有効上載圧で表わせば表3.6.1に示す発生間隙水圧量だけ σ_{vo}' 軸上を移動する必要がある。すなわち、飽和排水条件では Δu_d により打撃時有効上載圧は $\sigma_{vo}' - \Delta u_d$ となり、A'点で示される。A'点に対応する P_d はC'点となり σ_{vo}' で整理すればC点となる。飽和非排水条件では Δu_r 、 Δu_d により打撃時有効上載圧は $\sigma_{vo}' - \Delta u_r - \Delta u_d$ となりA''点で示される。A''点に対応する P_d はD'点となり、 σ_{vo}' で整理すればD点となる。

以上述べた関係はある程度成り立つと考えられる。しかし、 Δu_r は一つに定まるが、 Δu_d はコーン周辺で複雑な分布をしており一意的に決定できないなどの問題があるので、あくまで定性的考察にとどめておく。

表3.6.1 打撃時に発生する間隙水圧

	緩詰め		密詰め	
	排水	非排水	排水	非排水
Δu_r	0	正	0	正
Δu_d	正	正	負	負

d) 静的貫入抵抗に及ぼす応力状態の影響

貫入試験時にコーン近辺に発生する過剰間隙水圧や非排水条件で蓄積される残留水圧が貫入抵抗に大きく影響を与えることがわかった。

ところで、静的貫入時の過剰間隙水圧は地盤の応力状態の影響を受けて発生し、それが貫入抵抗に与える影響も当然異なると考えられる。ここでは、静的貫入時の過剰間隙水圧に与える応力状態（K値＝水平有効応力 σ_{ho}' / 鉛直有効応力 σ_{vo}' ）の影響とそれが貫入抵抗値に及ぼす影響について述べる。

実験装置としては直径9.5cm、高さ20cmの土槽を用い、上載圧、側圧はともにゴム膜を介して空圧で載荷する。コーンは直径1.0cm、先端角度60°で、あらかじめ7.5cmの深さのところに設置されている。貫入速度は0.4cm/minである。

貫入に伴って蓄積される残留水圧に与えるK値の影響を調べるため、 Δu_s と σ_{mo}' の関係を図3.6.16に示す。ここで、 σ_{mo}' は貫入前における $(\sigma_{vo}' + 2\sigma_{ho}')/3$ である。なお、 Δu_s は貫入量2cmの値でとった。これから、K値にかかわらず σ_{mo}' の増加に伴って Δu_s は若干減少する傾向があることがわかる。同一 σ_{mo}' で比較してみると、K=1で最も大きな負の過剰間隙水圧を示し、K=0.7、K=1.5ではそれよりかなり小さい。地盤のK値の違いにより発生する間隙水圧が大きく異なるが、これは貫入抵抗にかなり影響を与えることが予想される。次に、この過剰間隙水圧が貫入抵抗に与える影響を調べる。

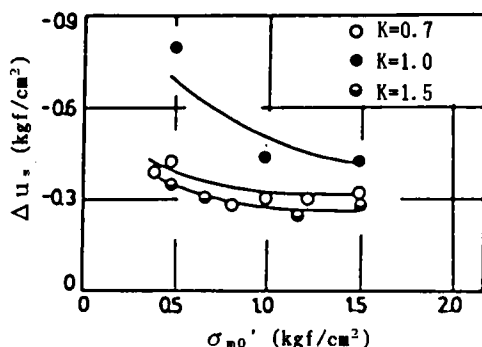


図3.6.16 平均有効主応力の違いによる
残留水圧の変化

図3.6.17、3.6.18、3.6.19に貫入抵抗 P_{sr} と初期間隙比 e_o の関係を示す。 P_{sr} はすべて貫入量2cmでの値である。K値にかかわらず、緩い状態では乾燥砂で最大の貫入抵抗を示し、非排水条件の飽和砂で最小となっている。密な状態では逆に乾燥砂で最小で、非排水条件の飽和砂で最大の貫入抵抗値を示している。この結果は前記した側方変位拘束条件での試験結果と同様な傾向である。ただ、密な状態での非排水条件の飽和砂の貫入抵抗が排水条件のそれに比べてかなり大きい。これは、貫入抵抗を周面摩擦も含めて測定しているので、間隙水圧の影響をより多く受けるからであろう。

ところで、飽和排水、飽和非排水条件の地盤での e_o の変化による P_{sr} の変化をみると、 P_{sr} が最も大きく変化しているのはK=1の地盤である。また、同一間隙比において、乾燥状態での貫入抵抗と飽和排水あるいは飽和非排水状態での貫入抵抗を比較する

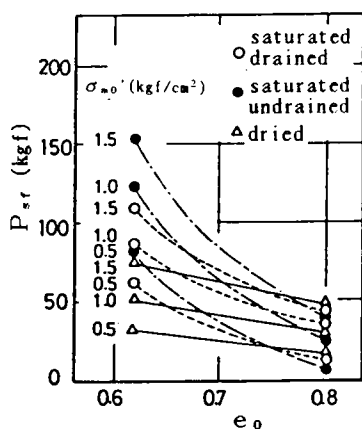


図 3.6.17 初期間隙比の違いによる
動的貫入抵抗の変化 ($K = 0.7$)

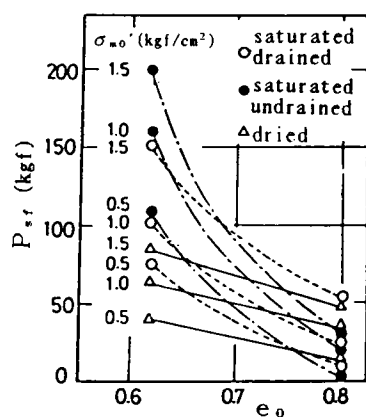


図 3.6.18 初期間隙比の違いによる
動的貫入抵抗の変化 ($K = 1.0$)

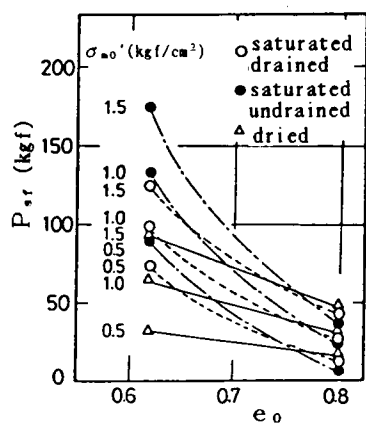


図 3.6.19 初期間隙比の違いによる
動的貫入抵抗の変化 ($K = 1.5$)

と、最も差が大きいのはやはり $K = 1$ の地盤である。これは図 3.6.16 で示したように、 K 値の違いにより蓄積される残留水圧が大きく異なることや、コーン周辺の過剰間隙水圧が異なるのでその影響を大きく受けているからであろう。動的貫入抵抗に与える K 値の影響も前述した静的貫入抵抗の傾向と同様な傾向であった⁴⁶⁾。

3.6.2 強制圧を与える静的、動的貫入試験⁴⁷⁾

(1) 強制圧を与える静的、動的貫入試験法に対する考察

静的、動的貫入試験結果は、地盤の飽和、不飽和あるいは応力状態などの条件の影響を受けるので、1つの貫入試験結果から地盤の諸定数を精度よく推定するのは無理があると思われる。一般に、土の強度定数などを求めるに際しては、拘束圧などの諸条件を変えて複数の試験を行なっている。従って、貫入抵抗より諸定数を求める場合にもそのような試験法が望ましい。貫入試験を行なう場合、有効応力状態を変えるには間隙圧を強制的に与える方法が考えられる。しかし、貫入試験は三軸試験と異なって要素試験ではなく、貫入機構が複雑であるので強制的に与えた間隙圧により応力状態を変えて貫入試験を行なっても、得た結果の解釈が難しい。そこで、間隙圧を強制的に与えて行なった貫入試験の抵抗値の持つ意味について考える。

貫入チップを通して間隙圧を与える場合、間隙圧は地盤内で複雑な分布をする。一般的には強制的に与えた間隙圧は貫入チップ先端の値しかわからない。従って、間隙圧を強制的に与える貫入試験を実用化するには貫入抵抗と貫入チップ先端の有効応力を関係づける必要がある。

3.6.1で述べたように、貫入抵抗値はコーン近辺の有効応力の影響が非常に大きい。これから大胆ではあるが、貫入抵抗値はコーン先端の有効応力によって決まるという仮説に立つと、次のような試験が可能になる。

図3.6.20に密な地盤での貫入抵抗値と初期有効上載圧の関係の模式図を示す。地盤が飽

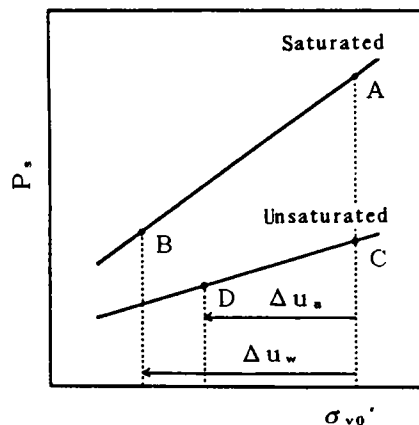


図3.6.20 貫入抵抗の模式図

和状態にあるとして、測定されるであろう貫入抵抗値を点Aで示す。従来の貫入試験ではこの点Aでの値しか求められない。この1点の値から諸定数を推定している。しかし、強制的に間隙圧を与えれば次のようになる。

例えば、 Δu_w の間隙水圧を与えれば点Bの貫入抵抗値を示すであろう。また、若干の間隙空気圧を与えて地盤を不飽和化すれば貫入時に間隙水圧が発生しないので、点Cの貫入抵抗値を示すであろう。さらに、 Δu_a を与えれば点Dの貫入抵抗値を示すであろう。

このように間隙圧を強制的に与えれば、地盤の諸定数の推定がより精度よく行なえるであろう。また、飽和状態と乾燥状態の貫入抵抗の差は土のダイレイタンス特性によるので、土の液状化の判定などにも利用できるであろう。もちろん液状化の判定に使う場合、具体的には貫入抵抗の差と液状化抵抗の関係を要素試験、模型実験、現地実験によって求める必要があるが、少なくとも乾燥状態の貫入抵抗に比べて飽和状態でのそれが小さければ液状化しやすく、逆に飽和状態の貫入抵抗の方が大きければ液状化しにくいということは言える。しかし、以上の考察は貫入抵抗が貫入チップ先端の有効応力により定まるといふ仮説に立って議論を進めてきた。次に、この仮説についての実験結果を示す。

(2) 強制的に間隙圧を与えた貫入試験結果

実験装置は3.6.1と同様である。強制圧(水圧、空圧)はコーン先端部よりレギュレーターを介して与えた。図3.6.21a)、21b)に標準砂およびまさ土地盤に対して強制的にコーン先端より水圧(Δu_w)、空気圧(Δu_a)を与えた(まさ土では空気圧は与えていない)時の動的貫入抵抗 P_d と有効応力 σ_{vo}' の関係を示す。ここに σ_{vo}' は上載圧から強制圧を引いて求めた。これから、若干ばらつきはあるが、強制水圧を与えたものは強制水圧を与えない飽和状態での線上に、また、強制空気圧を与えたものは強制空気圧を与えない乾燥状態での線上にあることがわかる。従って、貫入抵抗は貫入チップ先端の有効応力により定まるとことが確かめられた。標準砂とまさ土の P_d と σ_{vo}' の関係を比較すると、前者の方が勾配が急である。これは標準砂の ϕ が 42° であるのに対し、まさ土の ϕ が 38° であることを反映していると思われる。強制圧を与える静的貫入試験でも上述したと同様な結果が得られている⁴⁸⁾。以上のことより、強制圧を与える貫入試験法によれば地盤の内部摩擦角などの諸定数をより精度よく推定できる可能性があることがわかった。

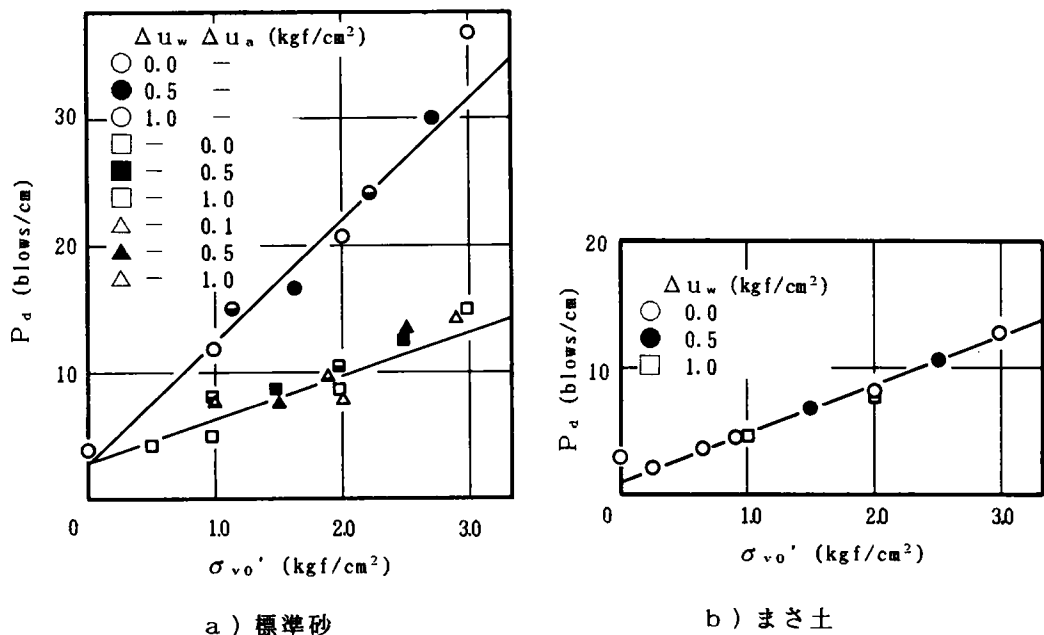


図3.6.21 強制圧を与えた動的貫入試験結果

3.6.3 まさ土地盤への貫入試験に関する一考察⁴⁹⁾

砂地盤への貫入試験から、間隙水圧が貫入抵抗に与える影響や強制的に間隙圧を与える貫入試験法の有効性が明らかになった。まさ土地盤では間隙水圧の影響だけでなく、含水比の変動に伴ってせん断強度自体が変化するので、貫入抵抗にはその影響も含まれるであろう。そこで、砂地盤において明らかにされたことを、まさ土地盤においても確かめるとともに、含水比変動に伴うせん断強度の変化が貫入抵抗に与える影響を室内実験により調べた。

(1) 試料、実験装置、実験方法

試料は松山市で採取した乱したまさ土である。粒径加積曲線を図3.6.22に示す。比重は2.66である。

実験装置および静的、動的試験の载荷方法は砂地盤への貫入試験と同様である。行なった実験は次のようである。

i) 静的、動的貫入抵抗に与える間隙水圧、粒子破碎の影響

飽和状態および気乾状態の地盤で有効上載圧と初期間隙比を変えて貫入試験を行ない、また、貫入試験前後の粒度分布を調べ、貫入抵抗に与える間隙水圧、粒子破碎の影響を明らかにする。ここで、気乾状態の地盤は気乾した試料を突き固めて作成したものであり、せん断強度に寄与する意味でのサクシオンはほとんどないと考えられる。なお、試験は排水条件でのみ行ない、非排水条件での試験は行なっていない。

ii) 含水比の変動が貫入抵抗に与える影響

有効上載圧 $\sigma_v = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ で、初期間隙比と含水比を変えて、含水比の変動が貫入抵抗に与える影響を調べる。ここで、種々の含水比の地盤は、突き固めて作成した地盤を一度飽和させてから乾燥させ、作成したものである。

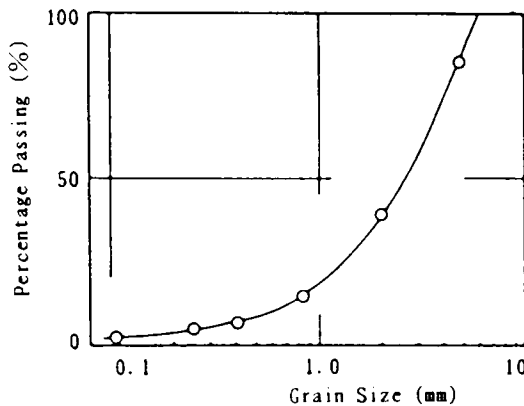


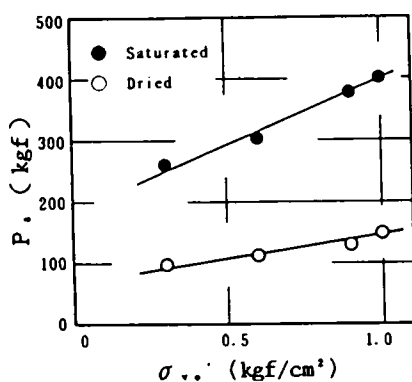
図3.6.22 粒径加積曲線

(2) 実験結果と考察

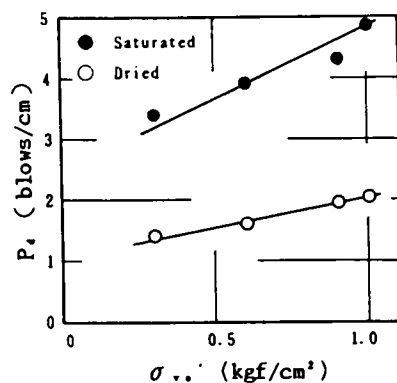
i) 静的、動的貫入抵抗に与える間隙水圧、粒子破碎の影響

図3.6.23a)、23b)に密な地盤における静的、動的貫入抵抗と初期有効上載圧の関係を、図3.6.24a)、24b)に初期間隙比の違いによるまさ土地盤への静的および動的貫入抵抗の変化を示す。この結果は、砂地盤への貫入試験結果と同様な傾向を示している。すなわち、密な状態では飽和地盤の貫入抵抗の方が乾燥地盤のそれに比べて大きく、緩い状態では逆の傾向を示している。これは、図示していないが、砂地盤の場合と同様に、貫入時に発生する正あるいは負の過剰間隙水圧の影響によるものである。

ところで、まさ土地盤への貫入抵抗を、図3.6.7、図3.6.11b)に示した砂地盤への貫入抵抗と比較してみると、飽和、乾燥のいずれの場合も砂地盤への貫入抵抗の方が大きい。

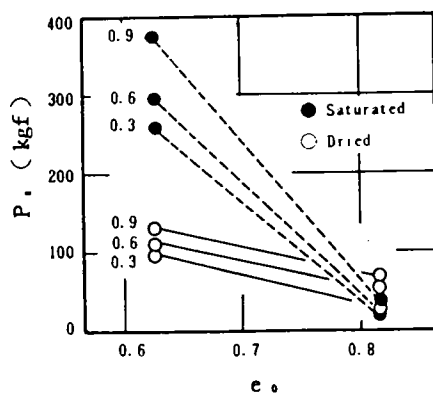


a) 静的貫入試験

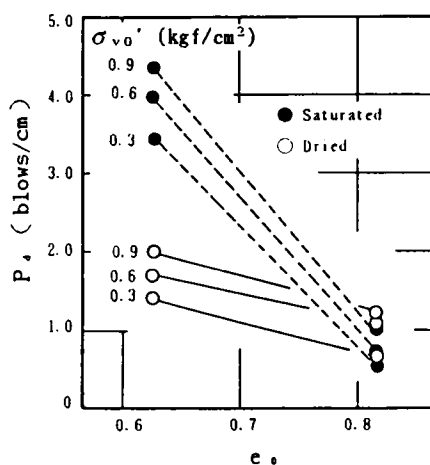


b) 動的貫入試験

図3.6.23 貫入抵抗と初期有効上載圧の関係（密な地盤）



a) 静的貫入試験



b) 動的貫入試験

図3.6.24 初期間隙比の違いによる貫入抵抗の変化

まさ土の内部摩擦角 ϕ_d は $e_0 \approx 0.63$ の場合に 38° 、標準砂の ϕ_d は $e_0 \approx 0.8$ の場合に 37° であるが、貫入抵抗は砂地盤の方が大きい。もちろん、貫入抵抗は内部摩擦角だけで決まるものではないが、一般的には内部摩擦角の大きいものの方が、大きな貫入抵抗を示すであろう。そういう観点から考えると、まさ土と砂の貫入抵抗は内部摩擦角の影響を正しく反映していない。しかし、上記の内部摩擦角は側圧 3.0 kgf/cm^2 までの圧力下で求めた値で

ある。まさ土は高压下では粒子破碎により、内部摩擦角が低下することが指摘されている。村田ら⁵⁰⁾の行なった研究によると、低压下で 40° を越える内部摩擦角を示したものが、側圧 10kgf/cm^2 では $35^\circ \sim 36^\circ$ に低下している。貫入試験時にコーン付近は非常に高压になることから考えると、その付近のまさ土の内部摩擦角は 38° よりかなり低下していると思われる。また、図3.6.25に貫入試験前後の粒度分布を示す。これをみると、静的、動的いずれの場合も貫入試験によりかなりの粒子破碎が生じている。従って、この結果からも、内部摩擦角が低下していることが予想される。

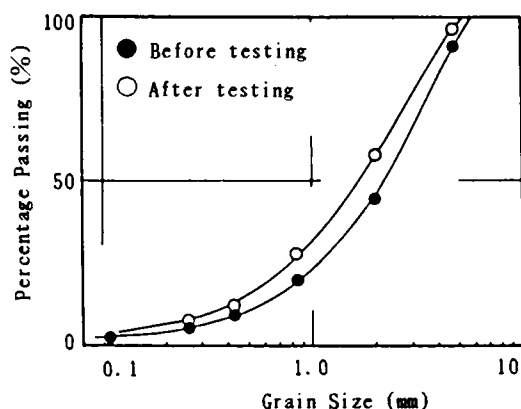


図3.6.25 貫入試験前後の粒度分布
($\sigma_v = 0.9\text{kgf/cm}^2$ 、排水、密な地盤)

ii) 含水比の変動が貫入抵抗に与える影響

図3.6.26、3.6.27に含水比を種々変えた場合の静的および動的貫入抵抗の変化を示す。有効上載圧は全て 1.0kgf/cm^2 であり、初期間隙比は0.63である。ここで、地盤の含水比の調整は、突き固めて作成した地盤を一度飽和させてから乾燥させて行なったので、それぞれの含水比で異なったサクションを有している。図をみると、両者とも低含水比で最も大きな貫入抵抗を示し、含水比の増加に伴って貫入抵抗は小さくなる。そして、飽和直前の含水比で最小となり、飽和するとそれより大きくなっている。飽和状態で貫入抵抗が大きくなるのは、前述したように、負の過剰間隙水圧が発生するからである。含水比の変化に伴う貫入抵抗の変化は、含水比によってせん断強度が異なるからであろう。図3.4.13に含水比とせん断強度の関係を示してある。せん断強度は側圧 1.0kgf/cm^2 の圧密排水三軸試験により求めたものである。供試体の含水比の調整は全て湿潤側からの乾燥による。これをみると、含水比の低下に伴って、せん断強度は大きく増加している。含水比の変動に伴うせん断強度の変化は、前述したように、サクション、粒子破碎の影響であろう。このよう

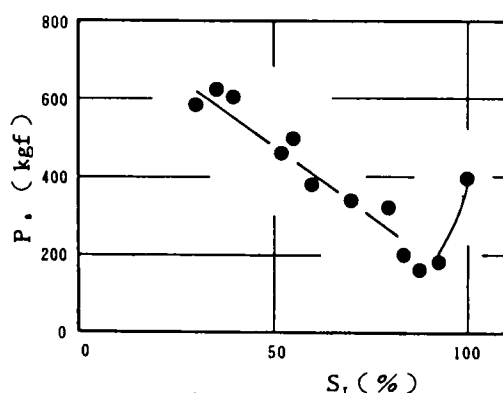


図3.6.26 含水比の変動に伴う静的貫入抵抗の変化

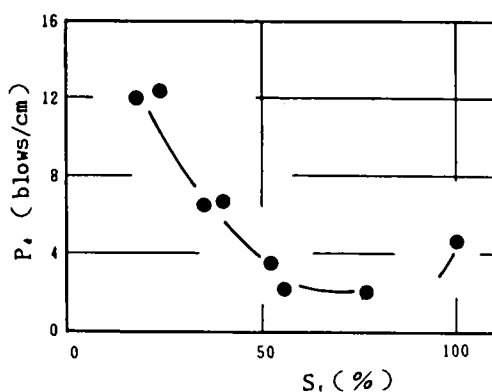


図3.6.27 含水比の変動に伴う動的貫入抵抗の変化

に、含水比の変動に伴ってせん断強度が変化するので、貫入抵抗はこの影響を受けて変化したものと考えられる。

以上、まさ土は含水比の変動に伴い貫入抵抗が大きく変化することが明らかになった。ところで、降雨時に斜面が崩壊する場合には、せん断強度としては飽和排水状態のそれであると考えられる。従って、貫入試験も飽和排水状態のせん断抵抗の影響を大きく受ける状態で行なうことが望ましいと思われる。そのためには飽和状態では貫入時に発生する間隙水圧の影響を受け、含水比が小さければサクションによる見かけの粘着力の影響を受けるので、飽和直前の含水比で貫入試験を行なえば良い。このような状態における貫入抵抗とせん断試験より求めた強度定数を関係付けておけば実用的には便利であると思われる。

3.7 結び

本章では、まず、不飽和透水係数を実験と計算により調べ考察を加えた。次に、従来、困難とされてきた三軸試験用の小型の不かく乱まさ土供試体の作成を試みた。そして、三軸圧縮試験、単純せん断試験を行ない、低圧下での強度特性や含水比変動に伴うせん断特性の変化、それと弱面がせん断特性に与える影響などについて考察を加えた。また、不かく乱供試体と突き固め供試体の応力～ひずみ～体積変化関係の差異を間隙分布や粒子破碎それに粒度分布の観点より考察を加えた。さらに、砂質地盤への貫入抵抗に及ぼす間隙水圧の影響を調べ、強制圧を与える貫入試験法の有効性を指摘した。また、まさ土地盤への貫入試験を行なう際の留意点を指摘した。得られた結論を以下に示す。

- 1) 体積含水率の大きい領域での不飽和透水係数は、Irmay法、Campbell法によりかなり精度よく求められる。体積含水率が小さくなると、Campbell法による値は実測値とかなり異なってくる。これは、Campbell法が残留不動水分量を考慮していないからである。
- 2) 不かく乱まさ土供試体の作成は、試料をブロックサンプリングし、それを低温槽で凍結させ、試作したコアビットで円柱状供試体に成形する方法により可能である。
- 3) 不かく乱まさ土の低応力下でのせん断強度は、平均主応力の増加しない単純せん断試験機によりかなり精度良く求められる。
- 4) 含水比変動に伴うまさ土のせん断強度の変化に及ぼすサクシヨンの影響は大きく、無視できない主要因のひとつである。
- 5) 切断面や粘土層という弱面を有する試料のせん断強度は弱面のない試料のそれに比べて小さく、安定解析に用いる強度定数には注意が必要である。
- 6) 不かく乱試料と突き固め試料では、初期間隙比は同一であっても、せん断応力～軸ひずみ～体積変化関係に顕著な違いが見られる。その原因として粒子破碎、間隙分布や粒度分布の相違が考えられる。
- 7) 砂質地盤への静的・動的貫入試験では、地盤の初期間隙比と初期有効応力状態が同じであっても、飽和、不飽和あるいは排水条件の違いによって貫入抵抗が異なる。これは貫入時にコーン周辺に発生する間隙水圧と非排水条件で土槽内に蓄積される残留水圧の影響である。
- 8) コーンチップ先端より強制的に間隙圧を与える貫入試験により、地盤の諸定数をより精度よく推定できる可能性がある。
- 9) まさ土地盤への貫入試験結果には飽和度の変化が大きく影響を与えるので、試験時には極力飽和度を揃えることが望ましい。降雨時の斜面安定を対象にする場合、飽和状態

での強度を知る必要があるという意味では、80～90％程度の飽和度にして試験を行なえばよからう。

参考文献

- 1) 福田護：浸水に伴う土のせん断抵抗の低下と盛土斜面の一安定解析、土質工学会論文報告集、Vol. 18、No. 3、pp. 75～83、1978.
- 2) 三浦哲彦、村田秀一、原田敦：含水比変動に伴う破砕性土のせん断特性の変化、土木学会論文報告集、No. 336、pp. 105～112、1983.
- 3) 土質工学会編：風化花崗岩とまさ土の工学的性質とその応用、土質工学会、pp. 272～283、1976.
- 4) Onodera, T., Oda, M and Minami, K. : Shear Strength of Undisturbed Sample of Decomposed Granite Soil, Soil and Foundations, Vol. 16, No. 1, pp. 17～26, 1976.
- 5) 西田一彦、青山千彰：不かく乱まさ土のせん断強度に及ぼす浸水の影響について、第15回土質工学研究発表会講演集、pp. 501～504、1980.
- 6) 庄野久人、佐々木清、藤原茂範：乱さない風化花崗岩試料の特性について、土と基礎、Vol. 23、No. 2、pp. 19～24、1975.
- 7) 青山千彰、西田一彦、中山義久：乱さないまさ土のサンプリングならびに三軸試験法、第18回土質工学研究発表会講演集、pp. 479～480、1983.
- 8) 矢田部龍一、八木則男、榎明潔：不かく乱まさ土のサンプリングとせん断特性、土質工学会、サンプリングに関するシンポジウム発表論文集、pp. 75～80、1985.
- 9) 八木則男、矢田部龍一：不かく乱まさ土のせん断特性と微視的考察、土木学会論文集、No. 364、掲載予定、1985.
- 10) 矢田部龍一、八木則男、榎明潔：不かく乱まさ土の強度特性と斜面安定解析、土質工学会、切土のり面および斜面の風化と安定に関するシンポジウム発表論文集、pp. 43～50、1985.
- 11) 八木則男、矢田部龍一：応力の制御が可能な単純せん断試験機の試作、土と基礎、Vol. 31、No. 7、pp. 23～27、1983.
- 12) 八木則男、榎明潔、矢田部龍一：室内実験による静的・動的貫入試験の一評価、土質工学会、サウンディングシンポジウム発表論文集、pp. 191～198、1980.
- 13) YAGI, N., Enoki, M. and Yatabe, R. : Influence of Pore Water Pressure on Dynamic and Static Penetration Testings, Proc. ESPT II, pp. 375～380, 1982.

- 14) 八木則男、矢田部龍一：砂地盤への静的・動的貫入抵抗に与える間隙水圧および応力状態の影響、土質工学会論文報告集、Vol.23、No.3、pp.156～164、1983.
- 15) Klute, A. : The Determination of the Hydraulic Conductivity and Diffusivity of Unsaturated Soils, Soil Sci., Vol.113, pp.264～276, 1972.
- 16) Brutsaert, W. : Some Methods of Calculating Unsaturated Permeability, Trans. ASAE 10, pp.400～404, 1967.
- 17) Jackson, R. D. : On the Calculation of Hydraulic Conductivity, Soil Science, Soc. Amer. Proc. Vol.36, pp.380～382, 1972.
- 18) Green, R. E. and Corey, J. C. : Calculation of Hydraulic Conductivity, Soil Science, Soc. Amer. Proc. Vol.35, pp.3～8, 1971.
- 19) Campbell, G. S. : A Simple Method for Determining Unsaturated Conductivity from Moisture Retention Data, Soil Science, Vol.117, pp.311～314, 1974.
- 20) Child, E. C. : An Introduction to the Physical Basis of Soil Water Phenomena, John Wiley & Sons Ltd, pp.186～188, 1969.
- 21) 河野洋、吉田勲、筑紫二郎：土壌の不飽和透水係数の理論式の比較、第37回農業土木学会中国四国支部講演会講演要旨集、pp.38～39、1982.
- 22) 河野伊一郎、西垣誠：不飽和砂質土の浸透特性に関する実験的研究、土木学会論文報告集、No.307、pp.59～69、1981.
- 23) 網干寿夫、門田博知、吉国洋、中ノ堂裕之：マサ土斜面崩壊の予測と危険カ所の類型化に関する基礎的研究、文部省科学研究費、自然災害特別研究報告書、pp.37～55、1976.
- 24) 八木則男、矢田部龍一：乱さないまさ土供試体の作成法、土と基礎、31-7、pp.62～63、1983.
- 25) 網干寿夫（研究代表者）：まさ土地帯における土砂災害の予測と防止に関する研究、文部省科学研究費、自然災害特別研究成果報告書、1985.
- 26) 柴田徹、清水正喜、都司尚：不攪乱マサ土の三軸強度・変形特性、第17回土質工学研究発表会発表講演集、pp.465～468、1982.
- 27) 村田秀一、安福規之、山本修三、浅上洋一：不攪乱まさ土供試体の作成方法とその力学特性、土質工学会、昭和60年度サンプリングシンポジウム発表論文集、pp.81～88、1985.
- 28) 青山千彰、西田一彦：乱さないまさ土のサンプリングと物理・力学試験、土質工学会、昭和60年度サンプリングシンポジウム発表論文集、pp.89～92、1985.

- 29) 赤井浩一、嘉門雅史、大矢通弘、北本幸義：飽和不攪乱まさ土の強度特性について、第21回自然災害科学総合シンポジウム発表論文集、pp.399~400、1985.
- 30) 村田秀一、安福規之、浅上洋一、松本清治郎：凍結法により成形された乱さないまさ土供試体の乱れの判定、第38回土木学会中国四国支部研究発表会講演概要集、pp.217~218、1986.
- 31) Duncan, J. M. and Dunlop, P. D. : Behavior of Soils in Simple Shear Test, Proc. 7th ICSMFE, Vol. 1, pp. 101~109, 1969.
- 32) Roscoe, K. H., Basset, R. H. and Cole, E. R. L. : Principal Axes Observed during Simple Shear of a Sand, Proc. Geotechnical Conf., Oslo, Vol. 1, pp. 231~237, 1967.
- 33) 落合英俊：単純せん断試験による正規圧密粘土の非排水強度について、第15回土質工学研究発表会発表講演集、pp. 437~440、1980.
- 34) 足立紀尚、森田栄治：不連続面を有する軟岩の力学挙動と破壊規準、土木学会論文報告集、No. 320、pp. 99~112、1982.
- 35) Singh, A. and Mitchell, J. K. : General Stress-Strain-Time Function for Soils, ASCE, Vol. 94, No. SM1, pp. 21~46, 1968.
- 36) 清水正喜、近藤孝広：不攪乱まさ土の三軸排水クリープ特性、土木学会第40回年次学術講演会講演概要集、第3部、pp. 521~522、1985.
- 37) 土壌物理性測定法委員会編：土壌物理性測定法、養賢堂、p. 87、1972.
- 38) S. Diamond: Pore Size Distributions in Clays, Clay and Clay Minerals, Vol. 18, pp. 7~23, 1970.
- 39) 土質工学会編：土質調査法、pp. 195~196、1972.
- 40) 榎明潔、谷村公隆、峰岡完治：砂質土地盤へのクイの貫入を容易にする間ゲキ水圧の効果、第14回土質工学研究発表会発表講演集、pp. 1689~1692、1979.
- 41) Janbu, N. and Sandnes, K. : Effective Stress Interpretation of In-situ Static Penetration Tests, Proc. of ESOPT, Vol. 2, pp. 181~193, 1974.
- 42) Schmertmann, J. H. : Penetration Pore Pressure Effects on Quasi-static Cone Bearing q_c , Proc. of ESOPT, Vol. 2, pp. 345~351, 1974.
- 43) 菅原紀明、安藤廉：ボアープレッシャーコーンの開発とその測定記録、サウンディングシンポジウム発表論文集、pp. 169~174、1980.
- 44) 室町忠彦、酒井幸雄、山口弘：局部周面摩擦値と間隙水圧も測定するコーン貫入試験機の試作、第16回土質工学研究発表会発表講演集、pp. 65~68、1981.
- 45) 室達朗、榎明潔、河原荘一郎：ウォータージェットの打込み抵抗低減効果について、

低振動・低騒音杭工法の施工法と支持力に関するシンポジウム発表論文集、pp.29～36、1982.

- 46) 矢田部龍一、八木則男、武智修：砂の動的貫入抵抗に及ぼす応力状態の影響、土木学会第37回年次学術講演会講演概要集、pp.275～276、1982.
- 47) 八木則男、榎明潔、矢田部龍一、玉井恒治：間隙圧制御型動的貫入試験の開発の基礎的研究、第20回土質工学研究発表会発表講演集、pp.41～42、1985.
- 48) 矢田部龍一、八木則男、榎明潔：強制的間隙圧を与える砂地盤への静的貫入試験に関する一考察、土木学会第40回年次学術講演会講演概要集、pp.759～760、1985.
- 49) 八木則男、榎明潔、矢田部龍一：室内実験によるまさ土の静的貫入試験に関する一考察、第36回土木学会中国四国支部研究発表会講演概要集、pp.173～174、1984.
- 50) 村田秀一、安福規之、岡藤博国、永島洋：過圧密まさ土のせん断特性、第20回土質工学研究発表会発表講演集、pp.495～496、1985.

第4章 降雨時の斜面崩壊機構に関する室内及び現地実験

4.1 概説

緒論で述べたように、降雨時の斜面崩壊機構に関する土質力学的な解明は十分にはなされていない。平時安定している斜面が降雨時に崩壊する原因としては、飽和度の上昇に伴う強度定数の低下（おもに、みかけの粘着力の低下）、自重の増加、間隙圧の上昇に伴う有効応力の低下などが考えられる。ところで、まさ土地帯で崩壊件数が最も多いのは梅雨の豪雨時である。これは、先行降雨で自重の増加と強度の低下が起こっているところに、大雨による間隙圧の増加が加わるからであろう。

本章では斜面崩壊の主要因の一つと考えられる斜面内間隙圧の分布とそれが崩壊に与える影響に主眼を置いて、室内模型実験、現地崩壊実験、それと現地観測を行ない、並びにこれまでに観測された実斜面の降雨時における圧力ポテンシャルの経時変化や崩壊時の地下水位の経時変化に対して検討を加え、降雨時の斜面崩壊機構の解明を行なう。

本章での各節は以下のとおりである。

4.2節では、模型斜面を用いた室内実験により、降雨浸透時の斜面内間隙圧の変化や分布と崩壊形態などを調べ、崩壊機構の考察を行なった。

4.3節では、4.2節で得られた結果を参考にして現地で降雨による斜面崩壊実験を行ない、崩壊機構の考察を行なった。

4.4節では、現地で降雨時の圧力ポテンシャルの経時変化を測定し、また、これまでに測定されている降雨時の圧力ポテンシャルの経時変化や降雨による崩壊例を検討し、4.2節、4.3節で得られた結果と比較し、崩壊機構の考察を行なった。

なお、4.2、4.3節の内容は既に文献1)～5)に発表済みである。

4.2 降雨時の斜面崩壊機構に関する室内実験

降雨時の斜面崩壊機構を調べるために室内実験は、これまでにいくつか行なわれてきている^{6), 7), 8), 9), 10), 11)}。しかし、崩壊の主要因の一つであると考えられる斜面内間隙圧の分布や崩壊形態との関係は十分解明されてはいない。そこで、本節では、斜面内間隙圧の変化や分布と崩壊形態との関係を解明することに主眼を置いて模型実験を行なった。なお、相似則の問題や側壁の摩擦などの問題が模型実験にはつきものであるが、本実験の

目的は崩壊機構の解明にあるので、得られた数値そのものを用いて安定解析を行なうといったようなことはせず、定性的に間隙圧の変化と崩壊の関係や崩壊形態などを調べるので、本室内実験は意味を持つと思われる。

4.2.1 試料、実験装置、実験方法

試料には豊浦標準砂、川砂、乱したまさ土の3種類を用いた。まさ土は4.5mmのふるいを通して粒度調整したものである。図4.2.1に粒径加積曲線を、表4.2.1に物性値を示す。表で G_s は比重、 U_c は均等係数、 k_s は飽和透水係数である。

実験に用いた実験土槽と降雨装置の概要を図4.2.2に示す。土槽の奥行きは50cmで、底面と側面は不透水面になっている。そして、斜面内に任意の角度で不透水層を設けることも可能である。土槽の前面は浸潤前線が観察できるようにアクリル板とし、背面は鉄板で

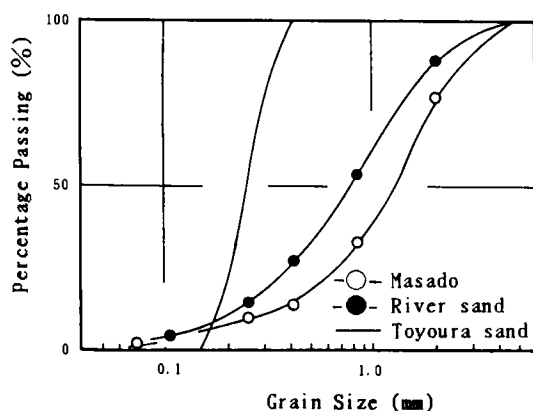


図4.2.1 粒径加積曲線

表4.2.1 試料の物性値

試料	G_s	U_c	k_s (cm/s)
豊浦標準砂	2.65	1.41	3.2×10^{-2} ($e=0.8$)
まさ土	2.68	5.90	5.0×10^{-3} ($e=0.76$)
川砂	2.67	4.80	5.5×10^{-3} ($e=0.83$)

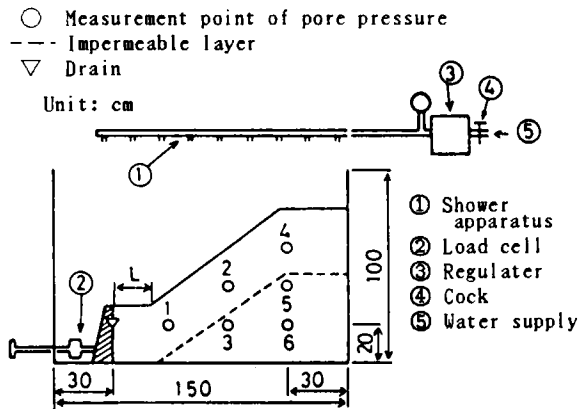


図4.2.2 実験装置の概要

間隙圧測定のための小孔があげられている。間隙圧の測定には容量 200gf/cm^2 および 500gf/cm^2 の間隙水圧計を使用した。測定精度は各々 0.4gf/cm^2 および 1.0gf/cm^2 である。鉄板に設けた受圧面と水圧計の間は脱気水で飽和させた短い硬質ビニルパイプで接続した。降雨装置は農業用スプリンクラーを改良して用いた。降雨の状態は霧状である。土留め壁の高さは可変で、排水孔からの排水量の測定が可能である。図中、白丸で示したのは間隙水圧計の取り付け位置であり、併記した番号は測点番号である。なお、斜面の形態や実験条件により測点の位置、土留め壁の位置を多少変えたが、その詳細は実験結果とともに述べる。

実験の手順は次のようである。まず、土留め壁、不透水層を所定の位置に取り付ける。斜面に平行に入れる不透水層は板に豊浦標準砂を貼り付けたものを使用した。次に試料を入れて斜面を作成するが、極力均一になるよう各層 $5\sim 6\text{cm}$ 平均で均一に突き固めた。降雨強度は 100mm/h で行なった。 100mm/h という降雨強度は実際の降雨としては異常に強いが、実験の目的は降雨浸透による斜面内間隙圧分布と斜面の崩壊機構を調べることにあるので、この値を用いた。なお、降雨強度の調整はレギュレーターにより行なった。

計測は経過時間と発生間隙圧、浸潤前線の位置の関係ならびに崩壊形態などである。間隙圧の測定は水圧計により、アンプを介して自記記録させた。浸潤前線の位置および崩壊形態は5分ないし10分間隔の写真撮影により行なった。

実験は大別して3つの場合に対して行なった。

シリーズIでは斜面内間隙圧、斜面崩壊の形態、浸潤前線などの一般的傾向を調べるため、図4.2.2に示すような模型斜面に対して一定強度の降雨を与えて実験を行なった。そ

の際、斜面角度、試料などを変えて、それらの影響を調べた。シリーズⅠでは斜面に平行な不透水層は入れていないが、土槽の底面、側面が不透水面になっている。

実際の斜面では土質の不均一さや水みち（パイプ）の存在などで浸透も一様でなく、複雑な現象を示し、斜面内間隙圧、斜面崩壊の形態などもそれらの影響を受けるであろう。室内実験でそれらを全て再現するのは無理であるが、特殊なケースを把握しておくことは実際の現象を解明するうえで意味があろう。そこで、シリーズⅡでは斜面に平行に不透水層が入っている場合や水みちにより地下水面に降雨の一部が供給される場合などの斜面内間隙圧、斜面崩壊の形態を調べ、シリーズⅠの結果との比較を行なった。

シリーズⅠおよびシリーズⅡの結果より、降雨時の斜面崩壊の主要因は斜面内間隙圧の増加であることが明らかになった。ところで、斜面内間隙圧は斜面形状などの影響を受けるであろう。そこで、シリーズⅢでは斜面内間隙圧に与える斜面形状の影響を調べるため、斜面角度、斜面高さを変えて実験を行なった。その際、斜面内間隙圧分布を精度よく求めるため、間隙圧の測点を多くした。

行なった実験は以下のとおりである。

シリーズⅠ

Run No.	試料	斜面傾斜角	その他の条件
1	標準砂	25°	乾燥地盤
2	〃	35°	〃
3	まさ土	30°	〃
4	〃	〃	湿潤地盤
5	〃	40°	乾燥地盤

シリーズⅡ

Run No.	試料	傾斜角	地盤条件	不透水層	給水条件
6	標準砂	35°	乾燥地盤	斜面に平行	降雨
7	まさ土	30°	〃	〃	降雨
8	〃	〃	〃	土槽底面	降雨（斜面肩に亀裂）
9	標準砂	35°	〃	〃	全降雨量を土槽底面礫部に直接供給（降雨なし）
10	〃	〃	〃	〃	土槽底面礫部に降雨量の半分を供給＋降雨（降雨強度50mm/h）

11	〃	〃	〃	〃	斜面後部より透水（降雨なし）
12	〃	〃	〃	〃	斜面後部より透水＋ 降雨（降雨強度100mm/h）

シリーズⅢ

Run No.	試料	斜面傾斜角	斜面高さ
13	川砂	25°	40cm
14	〃	〃	60cm
15	〃	〃	80cm
16	〃	30°	45cm
17	〃	〃	65cm
18	〃	〃	85cm
19	〃	35°	80cm

4.2.2 シリーズⅠの実験結果と考察

まず、シリーズⅠの結果について、1) 斜面内間隙圧、2) 斜面崩壊の形態、3) 浸潤前線の3点について述べる。

Ⅰ-1) 斜面内間隙圧

図4.2.3、4.2.4、4.2.5、4.2.6、4.2.7に、Run.No. 1～5の経過時間と発生間隙圧の関係を示す。これらのうち、No. 1～4は斜面内に飽和浸透流が発生し間隙圧が定常値に達する

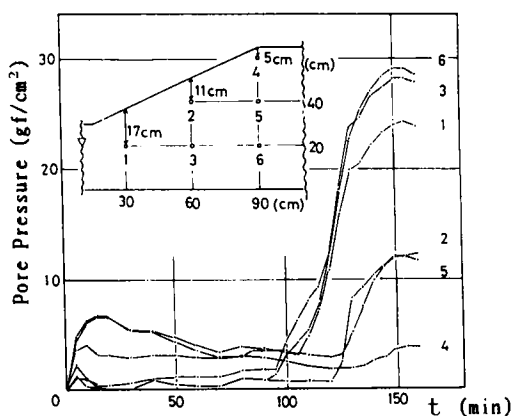


図4.2.3 斜面内間隙圧の経時変化
（標準砂 25° 乾燥）

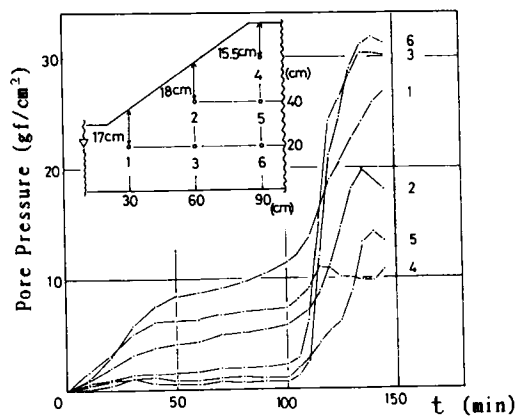


図4.2.4 斜面内間隙圧の経時変化
（標準砂 35° 乾燥）

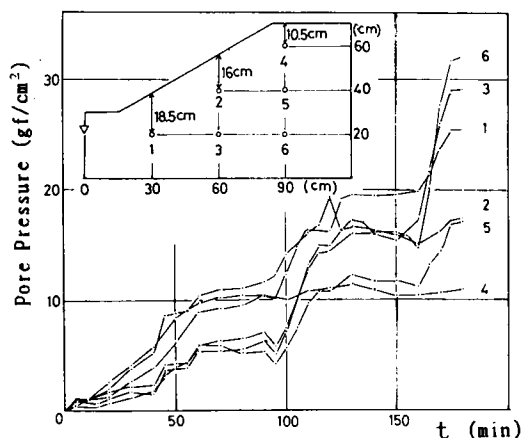


図4.2.5 斜面内間隙圧の経時変化
(まさ土 30° 乾燥)

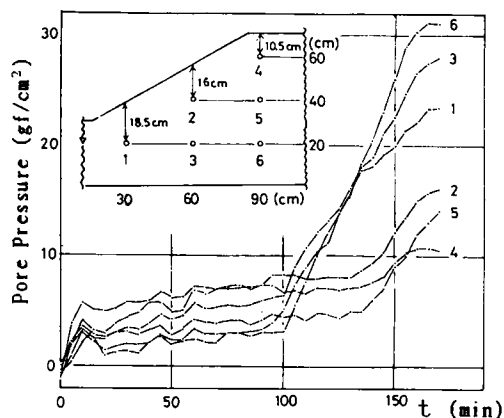


図4.2.6 斜面内間隙圧の経時変化
(まさ土 30° 湿潤)

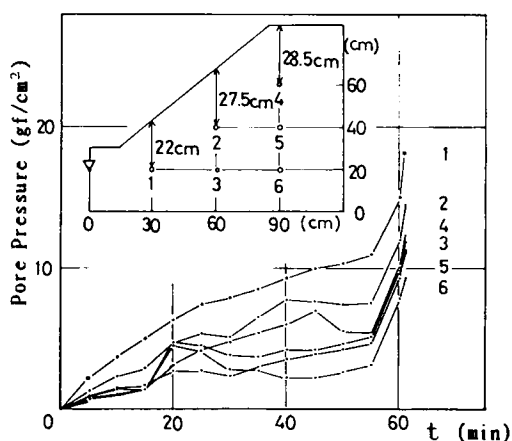


図4.2.7 斜面内間隙圧の経時変化
(まさ土 40° 乾燥)

までの関係が示されているが、No. 5は浸潤前線が不透水面に達する前に斜面が崩壊したので、その時までの値しか示していない。

まず、浸潤前線が不透水面に達するまでの間隙圧の経時変化をみると、No. 1、2の標準砂地盤とNo. 3のまさ土地盤ではかなり違いがある。定常値に達するまでの時間はまさ土に比べて標準砂の方が透水係数が大きいので、当然のことではあるが標準砂地盤の方が

短い。また、No. 1、2の標準砂地盤では浸潤前線が不透水面に到達して跳ね返るまでは間隙圧の発生はあまりみられないのに対し、No. 3のまさ土地盤では、降雨開始後160分経過して浸潤前線が跳ね返るまでに間隙圧のかなりな上昇がみられる。ここで、浸潤前線の跳ね返りとは浸潤前線が既存の地下水面または不透水層に達した後、地下水面が順次上昇していく現象を意味している。なお、浸潤前線の跳ね返りはアクリル板を通して目で観察した。この間隙水圧の経時変化の相違は地盤の透水係数の違いに原因があると思われる。飽和透水係数で比べれば、まさ土より標準砂の方が10倍前後大きい。つまり、まさ土地盤では浸潤前線の降下に伴って浸潤面と不透水面の間に空気閉塞が生じ間隙圧が上昇したのに対し、標準砂地盤では透水係数が大きいため100mm/h程度の降雨強度ではそのような現象があまり生じなかったのであろう。別に行なったまさ土試料に対する鉛直一次元浸透実験によると、降雨強度80mm/h以上では空気閉塞に伴う間隙圧の上昇がみられたのに対し、降雨強度50mm/hでは空気閉塞に伴う間隙圧の上昇はほとんどみられなかった。石原ら¹²⁾の行なった鉛直浸透実験によると、飽和透水係数の3/10～4/10以上の降雨強度の場合に浸透面上に表面湛水が生じ、間隙圧のかなりな増加がみられることが見出されている。

浸潤前線が不透水面に達して跳ね返りが起こると急激に間隙圧が上昇する。さらに時間が経過すると間隙圧はほとんど変化しなくなり定常状態に至る。なお、図4.2.3、4.2.4を見ると間隙圧はピーク値を示した後低下しているが、これは斜面の一部が崩壊しはじめたためである。この状態での発生間隙圧で特徴的なことは、いずれの場合においても斜面先近傍の下部において異常に高い間隙圧が生じていることである。異常に高い間隙圧という意味は、もし地下水位が斜面の表面にあると考えた時の静水圧より大きな間隙圧が生じているということである。すなわち、斜面先近傍の下部においては鉛直上向き方向の水の流れの成分が存在していることを意味している。この静水圧以上の間隙圧を過剰間隙圧と呼ぶことにする。例えば、図4.2.3に示したNo. 3では測点1で約7 gf/cm²の過剰間隙水圧が発生している。また、測点2ではほぼ静水圧相当の、測点3では静水圧の7割、測点5では5割、測点6では6割程度の間隙圧が発生している。斜面先近傍の下部に発生している過剰間隙圧は有効上載圧を減少させることになり、斜面崩壊の主要な要因となるであろう。このことは、従来より行なわれている鉛直浸透実験や解析では考えられていないことである。斜面先下部において過剰間隙水圧が発生する理由は、第5章の図5.2.7に示した浸透解析による等ポテンシャル線を見ると明らかであるが、斜面肩の部分から浸透した雨水が斜面先で上方に浸出するような流れをしているからである。

No. 3とNo. 4に示す乾燥地盤と湿潤地盤の間隙圧の経時変化を比べると、定常値に達するまでの時間は湿潤地盤の方がかなり早い。これから、先行降雨により地盤の飽和度が高く

なっていれば、より少ない降雨量で斜面が崩壊する危険性があることがわかる。また、湿潤状態では乾燥状態でみられた空気閉塞に伴う間隙圧の上昇があまりみられない。これは間隙空気量が少ないからである。

I - 2) 斜面崩壊の形態

No. 1、2およびNo. 5の崩壊形態を図4.2.8、4.2.9、4.2.10に示す。なお、No. 3、4は斜面先での小崩壊しか発生しなかったため図示していない。この崩壊の観察の結果、定性的に2つの斜面崩壊の形態があるように思われる。

一つは図4.2.8、4.2.9に示した標準砂地盤にみられた崩壊形態である。浸潤前線が地下水面に到達して跳ね返り現象が起こり、間隙圧が定常状態に近づいた時点で斜面先下部に発生した過剰間隙圧のため斜面先の小崩壊を生じ、順次それが斜面上部へと移行するもの

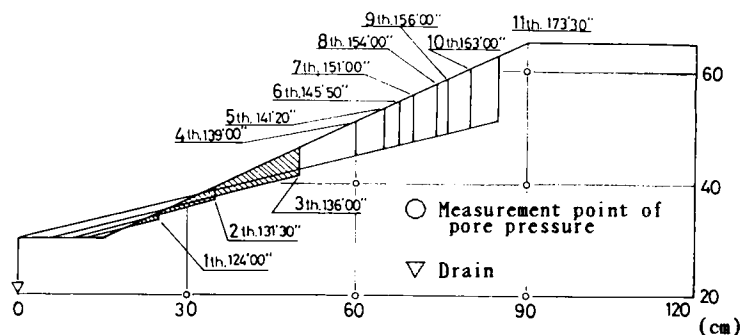


図4.2.8 崩壊形態（標準砂 25° 乾燥）

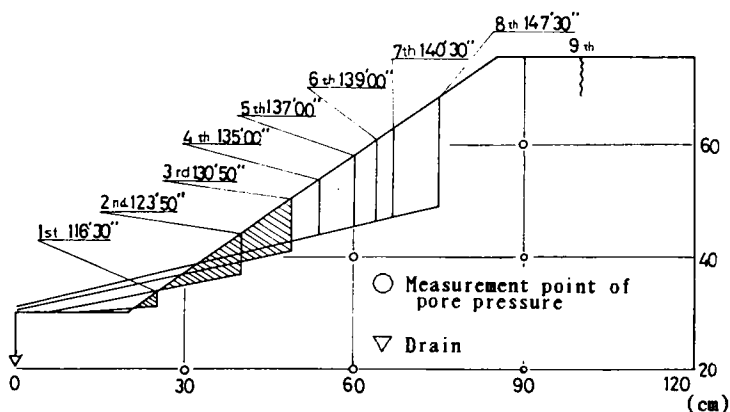


図4.2.9 崩壊形態（標準砂 35° 乾燥）

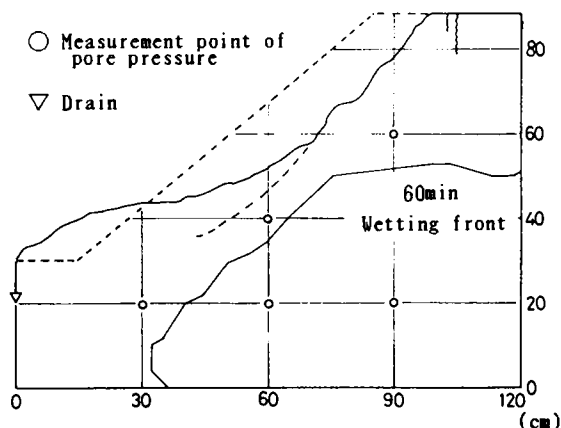


図4.2.10 崩壊形態（まさ土 40° 乾燥）

である。崩壊の発生時間を図に併記してある。

もう一つの崩壊形態は、図4.2.10に示したまさ土地盤の場合にみられた。この斜面の傾斜角は40°である。同図には崩壊前の斜面形状と崩壊後の斜面形状、それと崩壊直前の浸潤前線の位置を示している。これから浸潤前線が不透水層に達していないところが多いにもかかわらず、斜面全体にわたる大きな崩壊が一時に生じたことがわかる。崩壊の原因は次のように考えられる。間隙圧の経時変化は図4.2.7に示してある。これをみると、間隙圧は空気閉塞の影響を受けて降雨開始後徐々に上昇していたものが、崩壊の5～6分前から急激に上昇している。降雨開始後62分経過した崩壊時には間隙圧は定常値に達していない。ところで、この斜面は斜面角度が40°と大きいので降雨浸透前にすでに安全率は小さい。それで、降雨浸透に伴う自重の増加と空気閉塞による間隙圧の上昇により斜面全体にわたる崩壊が発生したものと思われる。

I-3) 浸潤前線

図4.2.11に経過時間と浸潤前線の関係の一例を示す。これは、斜面角度30°のまさ土地盤の場合である。浸潤前線は10分間隔の写真撮影により後で判読したものである。同図からみると、西田ら¹³⁾が指摘しているように、浸潤前線は斜面に対してほぼ平行に降下している。ただ、他のケースも含めて斜面先では若干浸透速度が早くなる傾向があるが、これは斜面内の横方向流れの影響である。

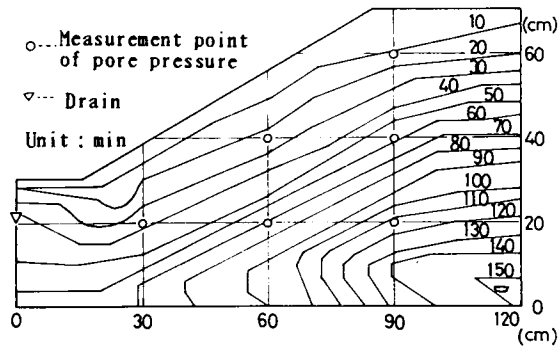


図4.2.11 経過時間と浸潤前線の関係
(まさ土 30° 乾燥)

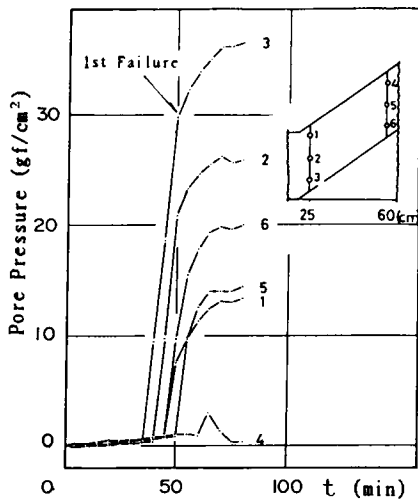


図4.2.12 斜面内間隙圧の経時変化
(標準砂 35° 乾燥 不透水層)

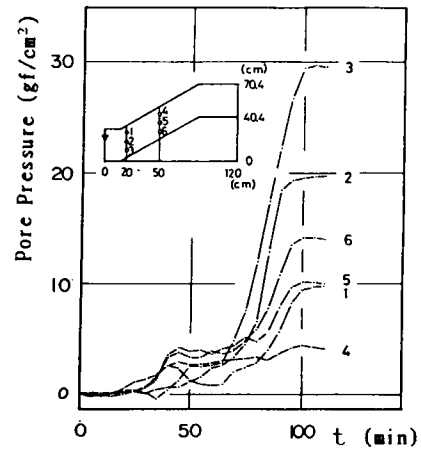


図4.2.13 斜面内間隙圧の経時変化
(まさ土 30° 乾燥 不透水層)

4.2.3 シリーズⅡの実験結果と考察

Ⅱ-1) 斜面に平行に不透水層が入っている場合

図4.2.12、4.2.13にそれぞれRun No. 6、7の経過時間と発生間隙圧の関係を示す。定常状態における間隙圧をみると、測点が異なるので詳しい比較はできないが、Run No. 2、3でみられたと同様に斜面先下部において過剰間隙圧が発生しており、全体的な傾向もほぼ同様である。定常に至るまでの時間は、斜面に平行に不透水層が入っている場合のほうが

かなり短い。これから、当然のことではあるが、透水層が薄いほどより少ない降雨量で斜面は危険になることがわかる。

Ⅱ-2) 斜面肩に亀裂が入っている場合

松枯れによる斜面崩壊の危険性が近年指摘されている。松枯れが斜面崩壊に与える影響としては、一つはせん断力の低下であり、もう一つは水みちの発達があげられるであろう。水みちの発達は斜面の透水性を高め、また、湛水による間隙水圧の増加により斜面の安定に影響を与える。ここでは、斜面肩に亀裂を設け、それが斜面内間隙水圧に与える影響を調べる。

模型斜面は図4.2.14に示すようであり、試料はまさ土で、斜面角度は 35° である。間隙水圧の経時変化を図4.2.15に示す。同一斜面で亀裂の入っていない場合の図4.2.5と比較してみると、ほぼ同様な傾向を示している。ただ、測点5では亀裂を入れたものの方が定常状態で約 6 gf/cm^2 大きく、ほぼ静水圧となっている。これは、測点5付近まで達した亀裂内に湛水が生じたためと考えられる。松枯れなどにより斜面に多くの亀裂が存在する場合、亀裂部分に湛水が生じ、その結果大きな間隙水圧が発生するので、亀裂のない場合に比べて崩壊が生じる危険性が非常に高いことがわかる。

Ⅱ-3) 水みち、破碎帯脈状地下水などの影響

水みちや破碎帯脈状地下水などが存在する場合、今まで行なった実験でみられた浸透形態や崩壊形態とは異なる現象を示すと考えられる。田中^{14), 15)}は強風化帯、節理群、断層などの破碎帯のうち、降雨に鋭敏に対応して水位が著しく上昇する地下水を包蔵してい

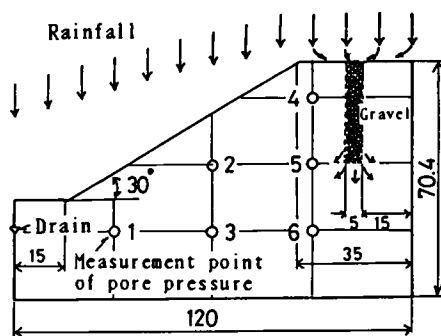


図4.2.14 模型斜面の概要
(まさ土 30° 乾燥
斜面肩に亀裂)

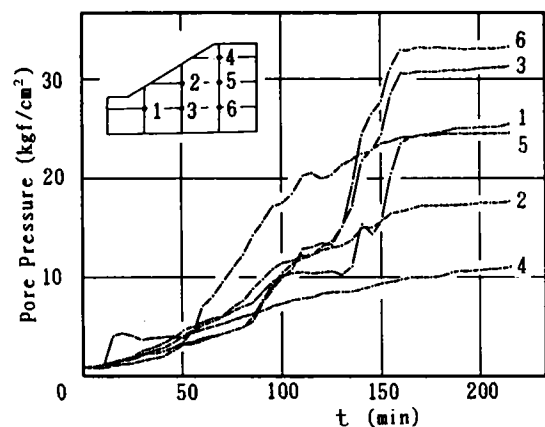


図4.2.15 斜面内間隙水圧の経時変化
(まさ土 30° 乾燥
斜面肩に亀裂)

る破碎帯が基岩に存在している斜面は、降雨時に崩壊の危険性が非常に高いことを指摘している。そこで、水みちを通して基岩に直接降雨が供給される場合や破碎帯の部分に湛水が生じる場合などの斜面内間隙圧分布と崩壊形態を調べた。

Run No. 9～12の斜面の概要を図4.2.16、4.2.17、4.2.18に示す。降雨などの実験条件は、実験方法のところで述べたとおりであるが、Run No. 9、11のように人工降雨を与えない特殊なケースも行なった。なお、Run No. 10、11の斜面背面の礫部には実験開始と同時に給水した。

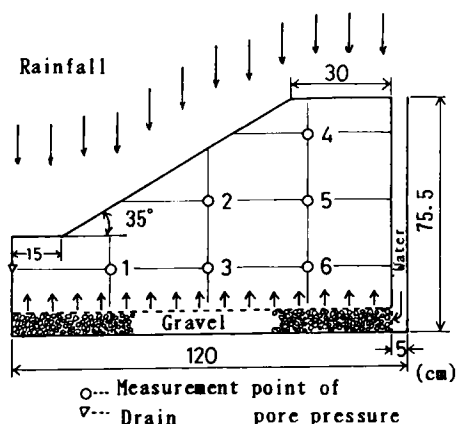


図4.2.16 模型斜面の概要
(Run No. 9、10)

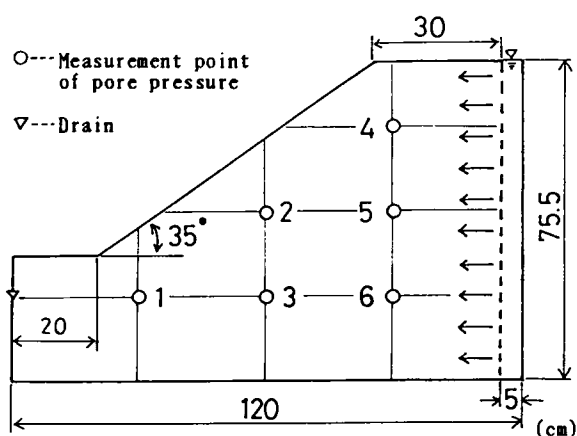


図4.2.17 模型斜面の概要
(Run No. 11)

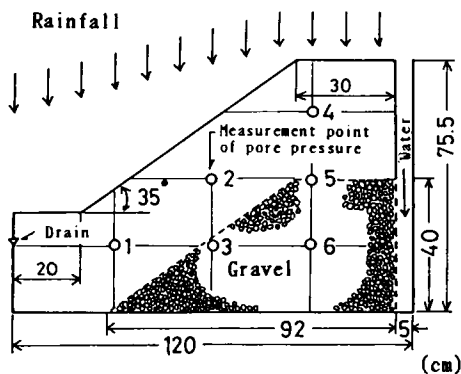


図4.2.18 模型斜面の概要
(Run No. 12)

Run No. 9～12の間隙圧の経時変化を図4.2.19、4.2.20、4.2.21、4.2.22に示す。同一斜面で降雨のみを与えたRun No. 2の間隙圧の経時変化は既に図4.2.4に示してあるが、これらを比較してみる。まず、定常状態に至るまでの時間はNo. 12が最も早く、No. 11、No. 9、No. 10、No. 2の順に遅くなる。これは、供給水量の違い、初期に圧力ヘッドを直接与えた影響、わずかではあるが間隙空気の閉塞の影響などによりこのような結果になったと思われる。次に、定常状態での間隙圧を比較する。測点により若干の違いはあるが、全体的にはNo. 12が最も大きな値を示し、次いで、No. 11、No. 10≒No. 2、No. 9の順に小さくなる。降雨のみのNo. 2に比べて、No. 11、12は大きな圧力ヘッドを与えたので当然の結果ではあるが、これから水みちにより降雨に鋭敏に対応して水位が著しく上昇する地下水を包蔵している破碎帯が存在している斜面は間隙圧がより早く増加しはじめ、また、より大きく発生するので降雨時に崩壊の危険性が非常に高いことが明らかである。斜面全体への降雨量に相当する水量を不透水面に直接与えたNo. 9はNo. 2に比べて発生した間隙圧は小さい。これは斜面肩の部分の間隙圧が降雨の場合に比べて小さいからである。

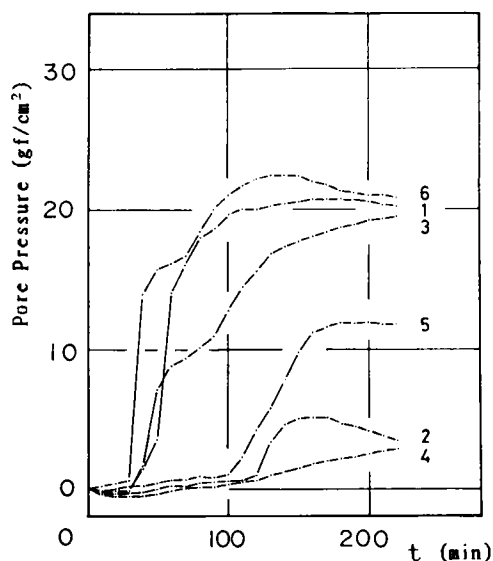


図4.2.19 斜面内間隙圧の経時変化
(Run No. 9)

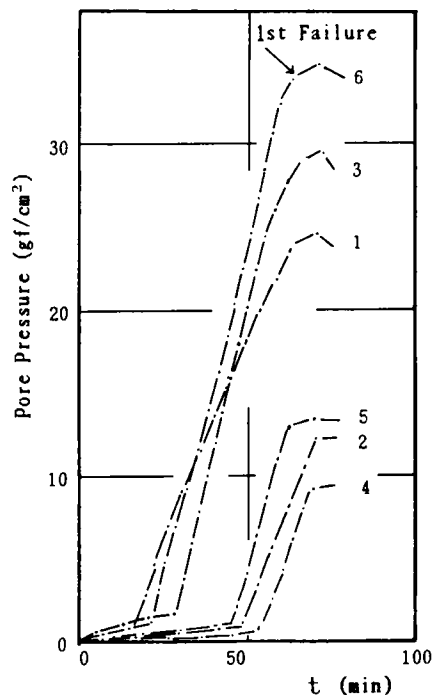


図4.2.20 斜面内間隙圧の経時変化
(Run No. 10)

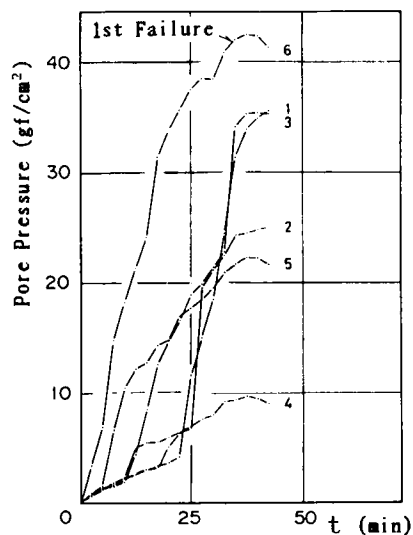


図4.2.21 斜面内間隙圧の経時変化
(Run No. 11)

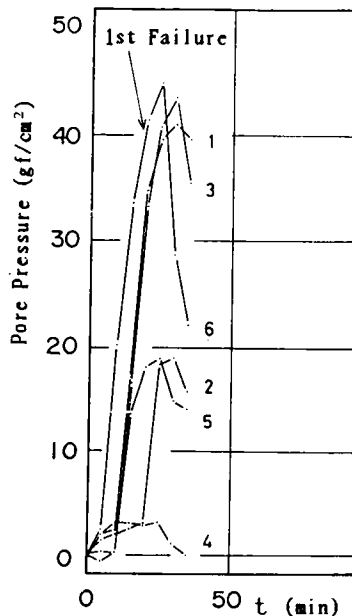


図4.2.22 斜面内間隙圧の経時変化
(Run No. 12)

No. 10、11、12の崩壊形態を図4.2.23、4.2.24、4.2.25に示す。なお、No. 9では崩壊は起こらなかった。No. 12では斜面先での小崩壊に続いて全体が一気に崩壊した。No. 10、11では、図4.2.9に示したNo. 2と同様に斜面先での小崩壊に続いて逐次、上部に崩壊が進展していったが、崩壊が発生し始めて全体に波及するまでの時間はNo. 10、No. 11、No. 2の順に長くなる。これから、No. 2に比べて、No. 10、11、12のようなケースでは小崩壊が発生しはじめて全体が崩壊するまでの時間が短いのでより危険であることがわかる。この崩壊形態の相違は間隙圧の大小の影響とともに飽和度の高低の影響も考えられる。

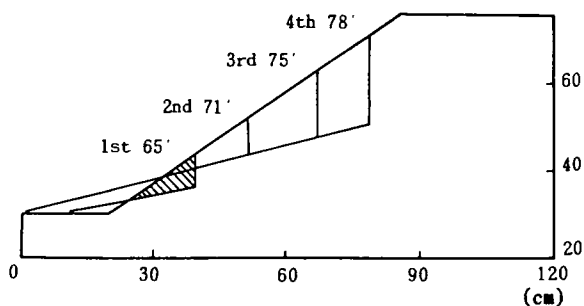


図4.2.23 崩壊形態 (Run No. 10)

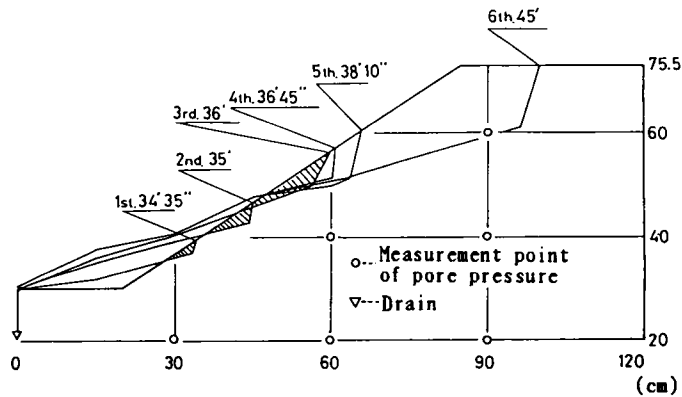


図 4.2.24 崩壊形態 (Run No. 11)

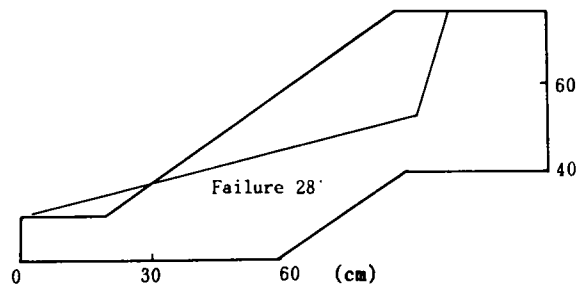


図 4.2.25 崩壊形態 (Run No. 12)

4.2.4 シリーズⅢの実験結果と考察

試料は川砂である。粒径加積曲線および物性は図 4.2.1、表 4.2.1 に示してある。土槽は幅 200cm、高さ 100cm、奥行き 15cm のものを使用した。降雨装置は前述したとおりで、降雨強度は 100mm/h である。

まず、斜面内間隙圧分布の一例を図 4.2.26 に示す。これは降雨が斜面内に十分に浸透し、定常状態に達したとき測定された最高の値である。同図から、間隙圧の分布の傾向は斜面の肩から斜面先にいくにつれて、地表面より同じ深さにおける間隙圧は大きくなっていることがわかる。そして、斜面先の近くでは前述したように若干の過剰間隙圧が発生している。図 4.2.27 に斜面先下部の深さ 20cm での過剰間隙圧と斜面高さの関係を、図 4.2.28

に斜面先下部での過剰間隙圧と斜面角度の関係を示す。これらは定常状態での値である。ただし、斜面角度 35° のときは間隙圧の上昇過程で斜面先がわずかに崩壊したので詳しい比較はできないが、図4.2.27、図4.2.28をみると、過剰間隙圧の大きさは斜面の高さにはあまり関係なく、斜面角度の影響を大きく受けるようである。これから、斜面角度の急な斜面は間隙圧の点からもより危険度が高いことがわかる。

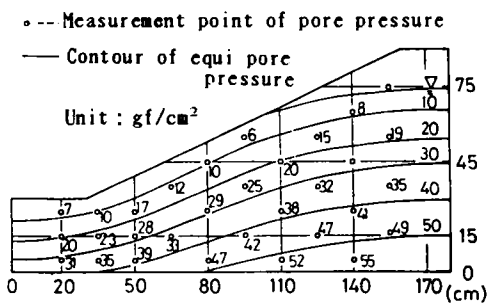


図4.2.26 斜面内間隙圧分布の1例
(Run No. 14)

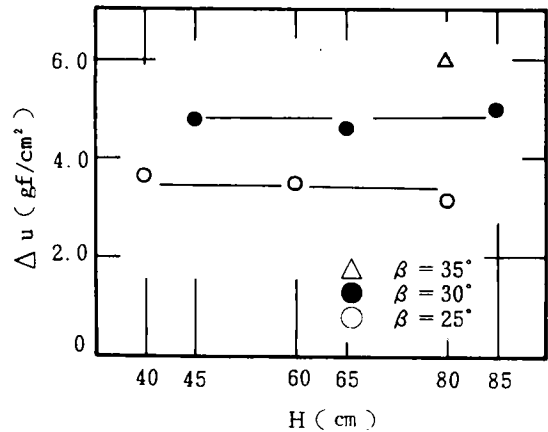


図4.2.27 過剰間隙圧と斜面高さの関係

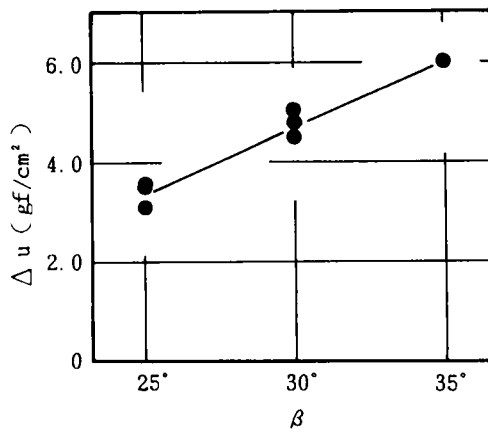


図4.2.28 過剰間隙圧と斜面角度の関係

4.3 降雨時の斜面崩壊機構に関する現地実験

降雨による斜面崩壊機構の解明を目的とする現地実験はこれまでいくらかなされているが^{16), 17)}、計測法や実験方法の問題があって十分な成果はあげられていない。そこで、本節では降雨時の斜面崩壊機構の解明を目的として行なった2つの現地降雨実験結果と考察を述べる。

4.3.1 現地実験-I

(1) 現地実験の概要

実験斜面は愛媛県松山市米野々の愛媛大学農学部付属演習林内の山腹斜面の下端部である。植生は幼樹と雑草である。実験予定地内には直径50~60cmの杉と雑木の切り株が6個あり、それらは伐採後2年経過しているが根は朽ちていない。図4.3.1、4.3.2に斜面の平面図と縦断面図を示す。斜面角度は平均42°で、全体が谷地形の一部である。実験対象地は図4.3.1に併記したトレンチに囲まれた部分で横10m、縦25mである。地質は基岩が頷家型花崗岩で表層土はそれが風化したまさ土(腐植土を多く含む)である。表層土の層厚は平均1mである。基岩の花崗岩はかなり風化が進んでおり、多くのクラックを含んでいる。また、基岩と表層土の間には花崗岩が岩屑化したごく薄い層が挟まれていて、非常に透水性の良い層を形成している。なお、図4.3.1に示すように、斜面右下には過去に自然

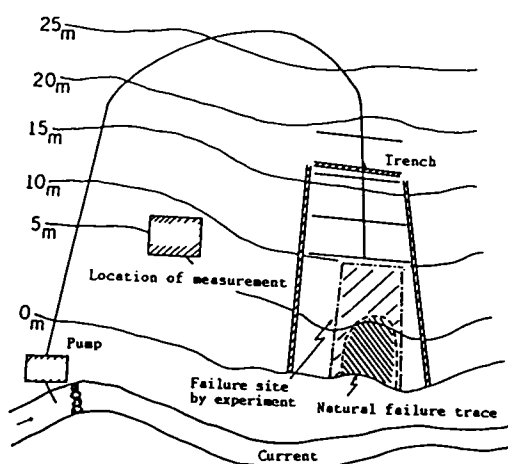


図4.3.1 平面図

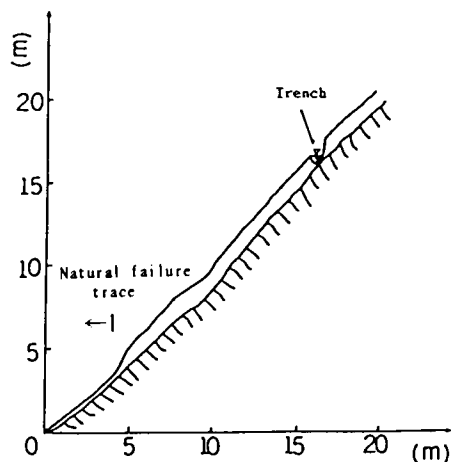


図4.3.2 縦断面図

崩壊した跡が見られる。

斜面の表層土の調査としては弾性波探査、土研式簡易貫入試験、一般の物理試験（比重、粒度、単位体積重量）、三軸圧縮試験を行ない、ならびに不飽和浸透解析に用いるサクシオンと含水比の関係を調べた。弾性波速度は表層土で約300m/sec、基岩で約1300m/secである。土研式簡易貫入試験結果の一例を図4.3.3に示す。これから、表層土は深さ方向に強度が比較的一様であることがわかる。なお、図中、深さ70cm程度で貫入不能となっているのは、根や土中の石に当たっているせいで基岩に達しているからではない。表層土の比重 G_s は2.63で、乾燥密度 γ_d は1.46gf/cm³である。表層土の排水強度は、三軸圧縮試験機により調べた。不かく乱まさ土供試体の作成法は、3.3節で示したとおりである。試験は試料を飽和させ、圧密排水条件で行なった。軸差応力($\sigma_1 - \sigma_3$)と軸ひずみ(ϵ_s)、それと体積変化($\Delta v/v$)の関係を図4.3.4に、また、破壊線を図4.3.5に示す。これから、粘着力 c_d はほぼ0、内部摩擦角 ϕ_d は31.4°と求まる。

図4.3.6にサクシオンと体積含水率の関係を示す。試験は乱した試料を不かく乱試料と同一間隙比($e=0.8$)に突き固め、土柱法により湿潤過程および乾燥過程で測定したものである。

降雨装置としては、消防ポンプと $\phi 50$ mmの塩ビパイプを用いた。塩ビパイプには $\phi 2$ mmの穴を無数に開け、上向きに水を噴出させることにより霧状に降雨させた。降雨強度は20~30mm/hである。水は溪流を一部せきとめて使用した。

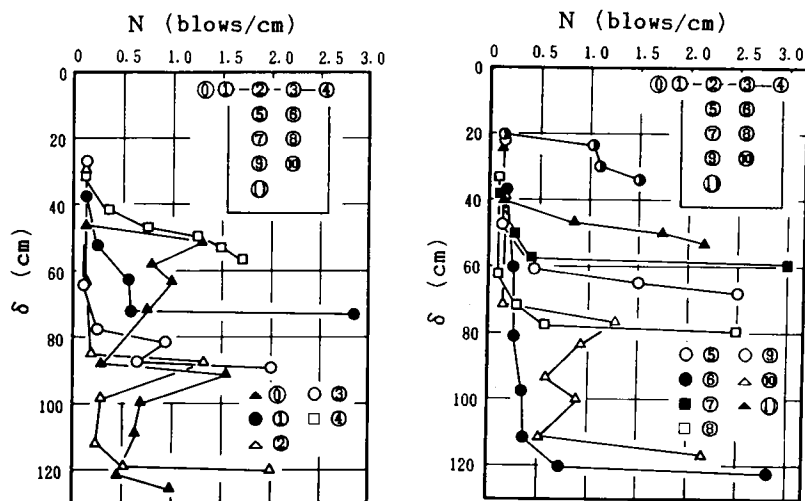


図4.3.3 土研式簡易貫入試験結果

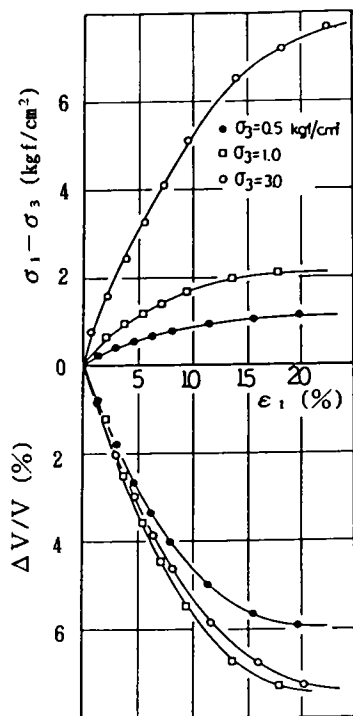


図4.3.4 軸差応力～軸ひずみ～
体積変化の関係

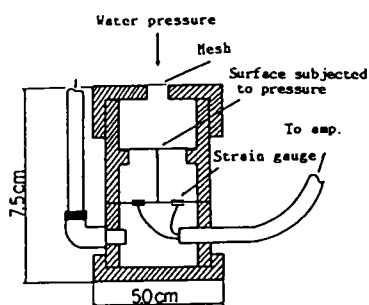


図4.3.7 試作間隙水圧計

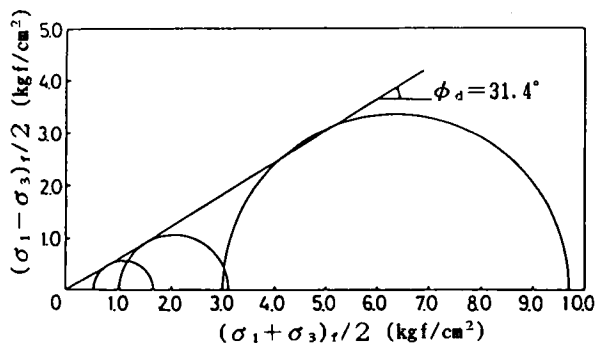


図4.3.5 破壊強度線

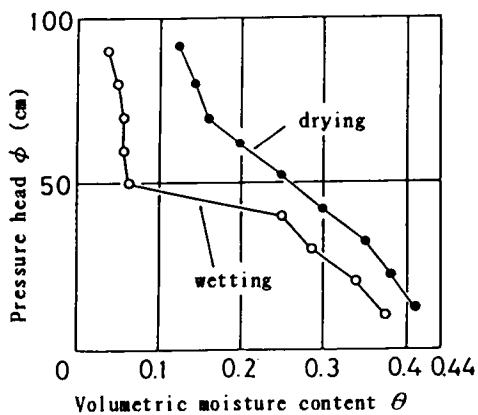


図4.3.6 サクションと体積含水率の関係

計測は間隙水圧、地表変位、地中ひずみ、それと雨量について行なった。間隙水圧計は図4.3.7に示すひずみゲージ式のものを試作した。測定精度は 1.0 gf/cm^2 であり、2～3日

間の使用ではゼロ点の変動はほとんど見られなかった。地表変位はポテンショメーターにより測定し、測定精度は1 mmである。地中ひずみはパイプひずみ計で、また、雨量は雨量升により測定した。

降雨装置、計測装置の全体の配置図を図4.3.1に、計測機器の埋設位置を図4.3.8に、それと計測システムの概略を図4.3.9に示す。図4.3.1に示すように計測は実験予定斜面から10m離れた場所で行ない、崩壊発生時の安全には気を配った。また、溪流の下流には砂防堤があり、崩壊が起こっても土砂は演習林の区域外に流出することはない。なお、実験の状況、崩壊の様子を写すため対岸でビデオカメラ、8ミリカメラによる撮影も行なった。

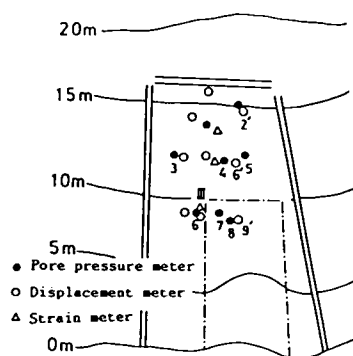


図4.3.8 計測機器の埋設位置

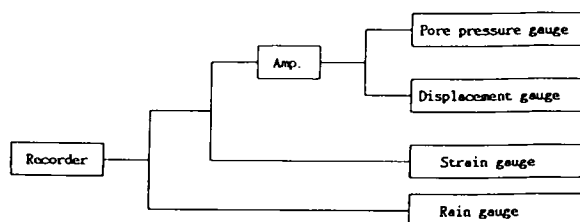


図4.3.9 計測システムの概略

(2) 崩壊の概要

1983年7月21日午後2時から降雨を開始し、消防ポンプのトラブルによる中断を何度か挟んで、その日に延べ3時間の降雨を与え、その後約13時間放置した後、翌日約3時間の降雨を与えた時点で図4.3.1に示すように、自然崩壊跡の上部の斜面の一部が崩壊した。崩壊面積は約15m²、土量は約20m³である。写真4.3.1に崩壊の状況を示す。

崩壊の様相は目視観察によると、引っ張り亀裂が一気に広がり10cm程度になった時、基岩に沿って瞬時に土塊が斜面をすべり落ち、約10mの沢を横ぎって停止した。引っ張り亀裂が観察されて土塊が崩壊し、対岸で停止するまでに要した時間はせいぜい10秒程度であった。崩壊した土塊は斜面を約10mすべり落ち、10mの沢を横ぎり、さらに対岸斜面を約2m上がったにもかかわらず、かなり原状を留めており、崩壊土塊内に設置していた地表変位測定用の杭も倒れることなく土塊とともに移動していた。崩壊した土塊がかなり原

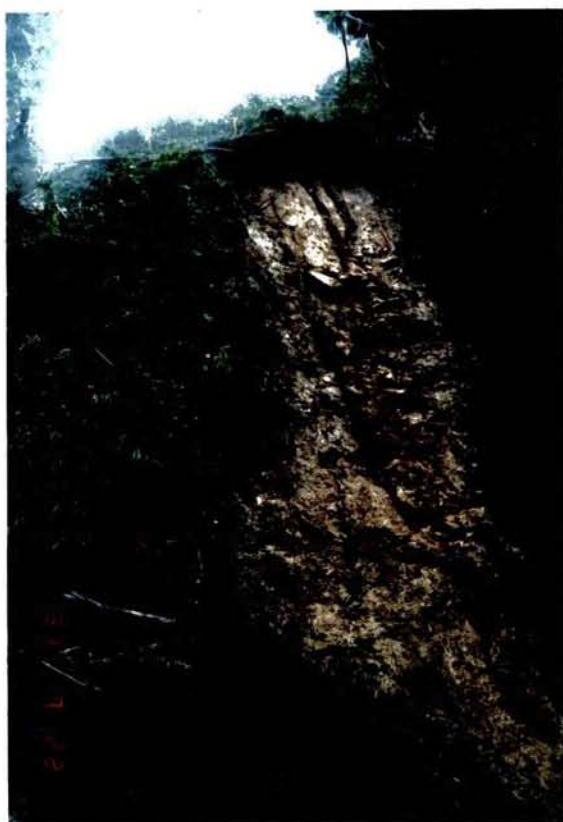


写真4.3.1 崩壊地の概要

状を留めていた理由として、次のことが考えられる。目視観察によると崩壊は瞬時に起こり、崩壊時の土塊のすべり面付近の土は完全な液体状を呈していた。また、図4.3.4に示すように表層土は負のダイレイタンスーを示す。これらのことから推定すると崩壊が瞬時に起こったのですべり面付近の土は非排水状態でせん断され、その結果、正の間隙水圧が発生してすべり面付近の土が液状化し、その液状化した層の上に崩壊土塊が乗ってすべり落ちたためである。

この崩壊発生後も降雨は続けられたが、ごく小規模の崩壊が起こったのみで、対象斜面全域に及ぶ崩壊は生じなかった。この理由としては、次のことが考えられる。

①直径50～60cmにも及ぶ伐採された杉、雑木の根の影響

②基岩と表層土の境界部に見られた透水性の良い岩屑層の影響

実際、崩壊土塊より上方の斜面は崩壊時に約1cmの地表変位が観測されたが、崩壊土塊の上縁に見られた大きな2個の切り株に止められて崩壊には至らなかったものと思われる。また、崩壊後の岩屑層の露出部からは降雨時に多量の湧出水がみられた。

(3) 計測結果と考察

間隙圧の経時変化を図4.3.10に、地表変位、地中ひずみの経時変化を図4.3.11に示す。地表変位はNo. 2'、6'、9'について、また、地中ひずみはNo. Ⅲについて崩壊時の測定結果を示した。これ以外の測点では崩壊前、崩壊時、崩壊後にわたって変位、ひずみの変化はほとんど見られなかったもので示していない。

まず、間隙圧の経時変化をみる。1日目と2日目を比べてみると、1日目はなだらかに微増しポンプのトラブルによる降雨の中断にもほとんど反応していないのに対し、2日目になると降雨開始後1時間程度で間隙圧はかなり上昇し始め、降雨の中断にも敏感に反応している。この相違の原因として、1日目の降雨開始前の地中の飽和度が、場所によるば

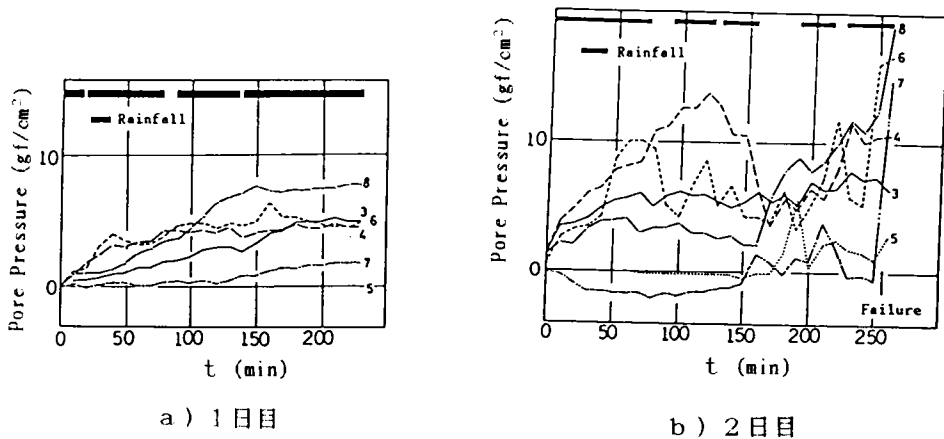


図4.3.10 間隙圧の経時変化

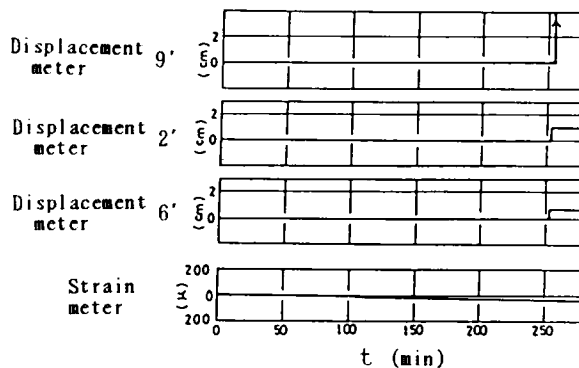


図4.3.11 地表変位、地中ひずみの経時変化（2日目）

らつきはあるけれども、50～60%程度とかなりな不飽和の状態にあったのに対し、2日目になると前日の降雨により飽和度が80%以上に上昇していたことが考えられる。1日目に間隙圧がなだらかに微増していて降雨の中断にもほとんど反応しないのは、浸潤前線がまだ基岩まで達しておらず地下水面が形成されていないからであろう。すなわち、浸潤前線が降下していく時、基岩と浸潤前線の間に間隙空気が閉塞されるが、間隙水圧計は基岩近くの深さに埋設されているので、計測されたデータは間隙空気の閉塞に伴う圧力であろう。また、2日目は地中の飽和度が前日の降雨により高くなっており、降雨開始後短時間で浸潤前線は基岩に達して、地中の自由水面が形成され斜面内に飽和浸透流が生じ、間隙水圧計は斜面内の間隙水圧を測定していると思われる。斜面内に飽和浸透流が発生していることは、2日目になって1日目にはまるで見られなかった、斜面下部での浸透流の湧き出しが見られたことから明らかである。なお、2日目の降雨開始時点での間隙圧と1日目の降雨終了時のそれを比較すると、2日目の降雨開始時点での間隙圧の方が小さくなっているが、これは1日目の降雨終了後、12時間の中断の間に、閉塞されていた間隙空気が解放されたからである。

次に、崩壊機構を考える。崩壊直前の間隙水圧の計測データをみると、No.6、7、8は他の測点と比べてかなり違った挙動を示している。すなわち、他の測点での間隙水圧は崩壊直前にそれほど上昇していないが、No.6、7、8での間隙水圧は崩壊に先立って急激に増加している。これから、間隙圧の増加が崩壊の主要因の一つであることが明らかである。なお、崩壊が起こるまでの総降雨量は約200mmであった。これから、今回、実験を行なった斜面は20～30mm/hの降雨強度で、この程度の累積降雨があれば非常に危険になることがわかる。

本現地実験では、室内実験でみられたような斜面先での大きな間隙圧の発生はみられなかった。この原因としては、表層土と基岩の間の透水性のよい岩屑層の存在や斜面先下部が既に崩壊していたことなどが考えられる。

今回、現地実験を行ない得られた結果は十分とは言えないが、間隙圧の増加が斜面崩壊の主要因の一つであることや降雨装置やトレンチ掘削なども含めた本実験の方法が十分に実用に供しうることなどが明らかになった。

4.3.2 現地実験－Ⅱ¹⁸⁾

(1) 実験の概要

本現地実験は文部省科学研究費自然災害特別研究(1)(研究課題：マサ土地帯における土砂災害の予測と防止に関する研究、研究代表者：網干教授)のスタッフの指導のもとに

行なわれたものである。

実験地は東広島市の広島大学敷地内のまさ土の斜面である。静的コーン貫入試験結果を図4.3.12に、降雨装置などの概略を図4.3.13と写真4.3.2に示す。実験対象地は、横幅6.5m、縦14mであり、斜面角度は約30°である。対象地の上部にはトレンチを設けてある。降雨強度は30～100mm/hの範囲で任意に変えることが可能である。

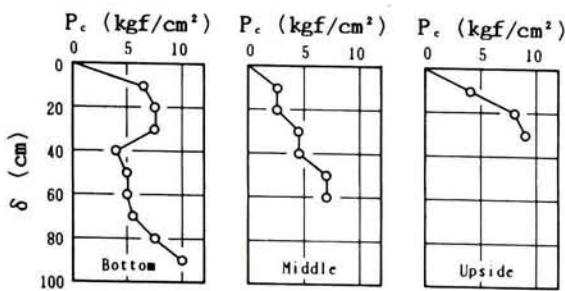


図4.3.12 静的コーン貫入試験結果

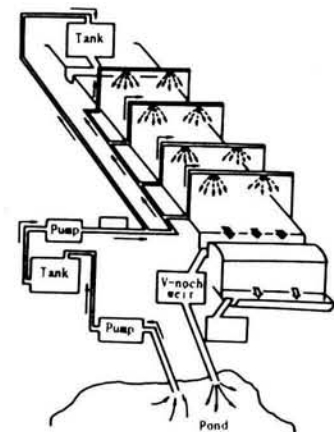


図4.3.13 降雨装置の概略図



写真4.3.2 斜面実験の概要

計測は、水収支測定のために降雨量、トレンチへの給水量、表面流、中間流の観測を行ない、また、間隙圧、地下水位の測定を行なった。間隙圧の測定は図4.3.7に示した試作した間隙水圧計を用い、地下水位はストレーナーを入れていない塩化ビニルパイプをケーシングとした観測孔により測定した。地下水位測定地点と間隙水圧計の埋設地点を図4.3.14に示す。なお、パイプひずみ計と地表変位計も設置していたが、変化がみられなかったので示していない。

実験は1984年11月26日から12月10日にかけて行なった。降雨は11月26日～12月7日まで降雨強度を種々変えて与え、計測は11月28日から行ない、降雨終了後も12月10日まで続けた。なお、11/30、12/1、12/2、12/3、12/5日には、斜面内での計測のため降雨を数十分中断させている。

(2) 計測結果と考察

本現地実験では崩壊は発生しなかった。以下、降雨時の間隙圧、地下水位の挙動と、斜面内の水収支についての観測結果を述べる。

図4.3.14に降雨強度、地下水位、間隙圧の経時変化を示す。なお、間隙圧は間隙水圧計を人工降雨を与える前の平常時に埋設し、その時の値をゼロとして示してある。

まず、降雨時の地下水位、間隙圧の経時変化をみる。地下水位の経時変化をみると、降

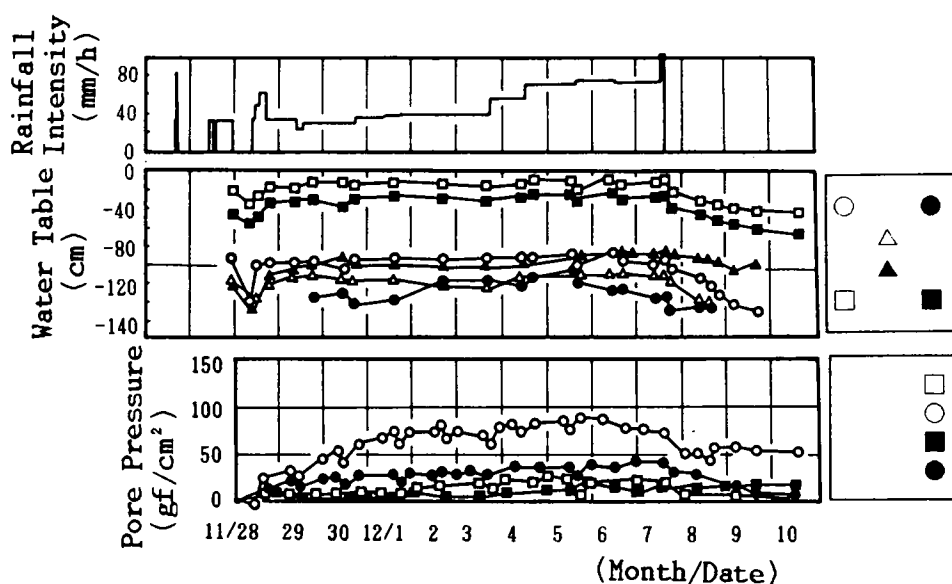


図4.3.14 地下水位と間隙圧の測定位置

雨強度の変化や降雨の中断に対してあまり敏感に反応せず、ほぼ定常値を保っている。それに対して、間隙圧の経時変化は、降雨強度の変化や降雨の中断に非常に敏感に反応している。降雨強度を増せば、短時間で間隙圧の増加の勾配が大きくなり、徐々に定常値に近づいている。また、降雨を数十分中断させただけでも、間隙圧はかなり低下している。降雨終了後の経時変化をみると、地下水位、間隙圧とも徐々に低下し、3日後にはほぼ定常値になっている。そして、間隙圧はほぼ初期値に戻っている。これから、斜面内間隙圧の測定は観測孔を用いた地下水位観測によるよりも、斜面内に埋設した間隙水圧計による方が精度よい測定ができると考えられる。

表4.3.1に斜面の水収支を示す。ここで、表面流とは斜面内に浸透せずに表面を流れてきた水であり、エリア内に流入した量は斜面に与えた水の量（降雨量+トレンチ流量）から表面流を引いたものである。降雨強度を35mm/h～75mm/hと変化させているが、斜面内に浸透する量はあまり変化していない。

表4.3.2は深さごとの飽和透水係数 K_s と乾燥密度 γ_d である。表層部（20～40cm）と深層部（60～80cm）では γ_d はかなり変化しているが、 K_s はあまり差がない。これから、この斜面では表層と深層の境界が一般に言われているような不透水面となっていないことがわかる。斜面への降雨実験による浸透量から、この斜面の透水係数を逆算すると、 $K \approx 2.56 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$ である。室内実験により求めた透水係数と比較すると現地の浸透能はかなり小さい。これは、表面に粘土分を多く含んだ腐植土があったことと、実験の準備のため表面を踏み固めた影響であろう。今回の実験では崩壊は発生しなかったが、表面の浸透能が下層より小さかったことも影響していると思われる。

表4.3.1 斜面の水収支

降雨強度(mm/h) 流量(m ³ /h)	35	32	42	63	75
① 表面流	1.85	1.73	2.48	3.73	5.13
② 降雨量+ト レンチ流量	2.80	2.60	3.30	4.60	6.00
③ エリア内に 流入した量	0.95	0.87	0.85	0.87	0.87

表4.3.2 深さごとの飽和透水係数と乾燥密度

試料採取地点	$\gamma_d(t/m^3)$	$k_s(cm/s)$
中央0.2~0.4m	1.34	1.22×10^{-3}
中央0.6~0.8m	1.67	1.1×10^{-3}
下端0.3~0.4m	1.52	1.9×10^{-3}
下端0.6~0.8m シルト質	1.88	1.24×10^{-6}

4.4 実際例からみた降雨時の斜面崩壊機構の考察

間隙圧の増加が降雨による斜面崩壊の主要因の一つであることが室内実験、現地実験により明らかになった。本節では、降雨時の斜面内水位の実測例や崩壊例などから崩壊機構を考える。

4.4.1 降雨時における斜面内間隙圧の変化

現地斜面内への降雨の浸透状況を把握するため、比抵抗式水分計とテンシオメーターを用いて現地観測を行なった。観測した斜面は愛媛大学農学部付属米野々演習林で、前節の崩壊実験に使用した斜面から約20m上方である。観測地の地表面および基岩の地形は緩やかな谷地形になっている。比抵抗式水分計とテンシオメーターの設置状況を図4.4.1に示す。深さ20、40、60cmには比抵抗式水分計（No.1、2、3）を、深さ80、120cmにはテンシオメーター（No.4、5）を設置した。120cmに埋設したテンシオメーターはほぼ基岩に達している。テンシオメーターは圧力変換器を介して測定した。圧力変換器は容量500gf/cm²で、測定精度は1.0gf/cm²である。なお、比抵抗式水分計は試作し、含水比と抵抗の関係ならびに安定性は室内実験により確かめてある。計測システムの概略を図4.4.2に示す。計測は図に示すように時間間隔制御装置を用いて、30分間隔で自動計測した。計測は1984年6月30日から7月24日にかけて行なった。

図4.4.3に降雨量ならびに圧力ポテンシャル（サクション）の経時変化を示す。圧力ポテンシャルは1日の平均値で示したが、13日は降雨により時間的な変動が大きかったので

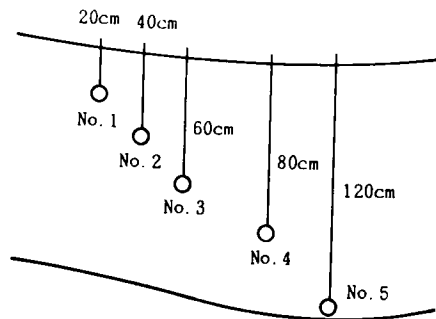


図4.4.1 比抵抗式水分計とテンシオメーターの設置状況

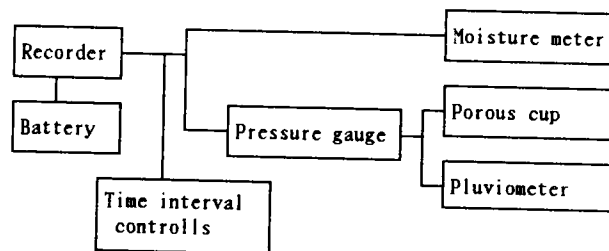


図4.4.2 計測システムの概略

最小値で示してある。なお、圧力ポテンシャルのうち、負圧の部分はサクションと呼ぶことにする。計測期間中の降雨としては、7月12日に15mm、7月13日に67.5mm、20日から22日にかけて42.5mmの降雨が観測されている。圧力ポテンシャルの全体的傾向をみると、無降雨時には表層部分のサクションが大きく、深くなるにつれてサクションは小さくなっている。6月30日から7月11日、7月14日から7月19日の無降雨期間をみると、深さ20cmでのサクションの変動が最も大きく、深くなるにつれ変動は小さくなる。6月29日から7月11日の約2週間で深さ20cmの部分では約230gf/cm²変動しているのに対し、最深部では30gf/cm²程度しか変化していない。無降雨期間における圧力ポテンシャルの変動を明らかにするには、蒸発などの水蒸気移動を解明する必要がある。7月13日、20日から22日の降雨時には、いずれの測点でもサクションの減少がみられる。特に、7月13日には最深部の測点で正の間隙圧の発生がみられる。この結果から、降雨浸透に伴い斜面内に飽和浸透流が発生

することが明らかである。なお、15mmの降雨があった7月12日には、深さ20cmの部分に若干サクシヨンの変化が認められるが、他の測点では変動はほとんどみられない。これは、前日までの無降雨期間に表層部分が乾燥していたせいであろう。降雨後の7月14日からの圧力ポテンシャルの経時変化をみると、2～3日目あたりまでの変化の方が、それ以降の変化の速度に比べて若干大きい。なお、最深部では降雨が終わって、正の間隙圧がゼロになるまで約2日間を要している。これは、観測地が山の中腹に位置し谷地形をなしているため、上部からの流出が続いているためだと考えられる。

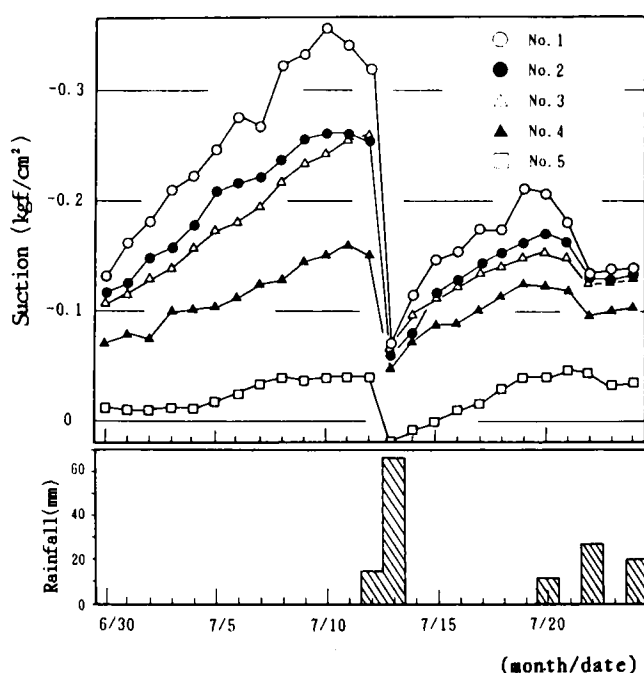


図4.3.15 降雨強度、地下水位、間隙圧の経時変化

図4.4.4に7月12日から13日にかけての降雨量ならびに圧力ポテンシャルの経時変化を示す。降雨開始に伴って表層部から順にサクシヨンが低下していくが、3時間足らずで深さ80cm、120cmの部分のサクシヨンが低下しはじめている。これは、深さ60cmの部分のサクシヨンがほとんど変化していないことから考えて、間隙空气の閉塞によるものと思われる。なお、深さ60cmの部分は比抵抗式水分計により計測したので、間隙空气の閉塞に伴う

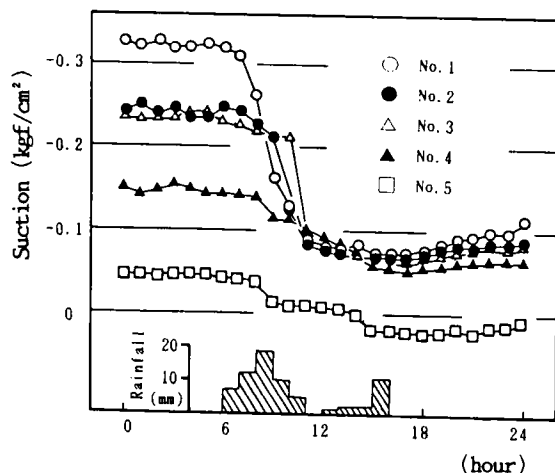


図4.4.4 時間降雨量と圧力ポテンシャルの経時変化

圧力は測定できない。降雨開始後、7時間足らずで深さ120cmの部分に20gf/cm²程度の正の間隙圧が発生している。これは、浸潤前線が基岩まで到達して飽和帯が発生したことを意味している。このような、まさ土斜面における降雨時の飽和帯の発生は小川ら¹⁹⁾によっても観測されている。

図4.4.5、4.4.6に新藤ら²⁰⁾による八王子市波丘試験地における湧水期および豊水期の地下水位の観測に基づく等水頭線を示す。地下水位の観測は下部から30～50cmに寒冷紗をまいたストレーナーを設けたφ=75mmの塩ビ管を観測井とし、フロート型自記水位計および水圧式水位計により行なわれている。これをみると、湧水期には全体的にはほぼ下向きの流れが存在している。また、豊水期には地表面下3m程度のところに傾斜方向への流れの著しい部分が存在する。この部分は表層土と基盤との境であり、基盤の透水係数の方が $10^{-1} \sim 10^{-2}$ ほど小さいので、この境から上の表層土に飽和浸透流が発生しているのであろう。また、室内実験でみられた上向き浸透が表層土に発生している。上向き浸透は地形の緩急遷移点で特に顕著に生じているようである。このように、実際の斜面でも室内実験でみられた上向き浸透が発生する場合があることが確かめられた。

降雨時の斜面崩壊は地形、地層、土質などの影響を受けて発生すると思われるが、上述したことから考えて上向き浸透は斜面崩壊の主要な原因の一つであろう。図4.3.20をみると、上向き浸透は地形の緩急遷移点で特に顕著に生じているようであるが、地表面の形状

だけでなく、基盤の形状も影響するであろう。今後、上向き浸透がいかなる地形条件で発生するかを検討する必要がある。また、上向き浸透が地形の緩急遷移点で顕著に生じるとすれば、実際の崩壊も当然地形の緩急遷移点で多く発生するはずであるが、これは崩壊地の調査によって確かめる必要がある。

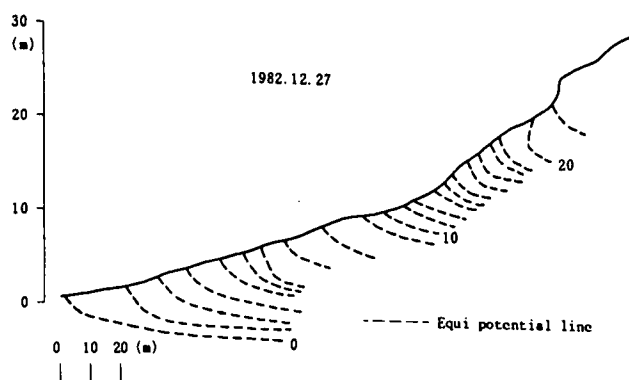


図4.4.5 等水頭線（渇水期）

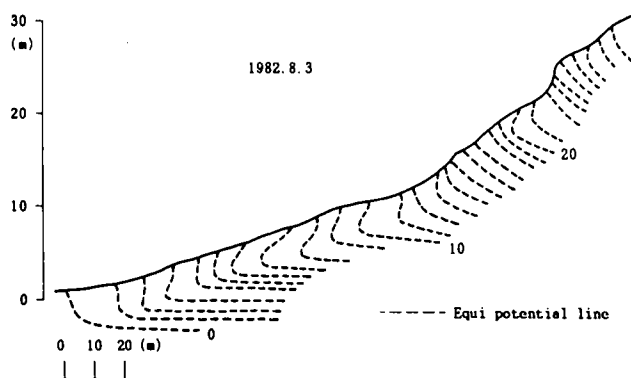


図4.4.6 等水頭線（豊水期）

4.4.2 降雨による斜面崩壊例

降雨による斜面崩壊は数多く発生しているが、崩壊に至るまでの地下水位の変化などを測定しているケースは少ない。降雨による斜面崩壊のうち、地下水位の変化などを測定している実際例から崩壊機構を検討する。

(1) 宇和島市での崩壊例²¹⁾

図4.4.7、4.4.8に降雨時に崩壊が起こった斜面の模式平面図と断面図を示す。崩壊地は愛媛県宇和島市の国道56号線沿いの切土のり面である。地質は秩父帯起源の角礫を多量に含んだ、古期碎屑堆積物からなっている。崩壊部分のN値は10～20程度である。

崩壊は台風13号による豪雨により、昭和57年8月27日に発生した。なお、変状は1ヶ月前に累積降雨量が156mmに達する降雨があった時に発見されており、その後、建設省大洲工事事務所により観測がなされた。

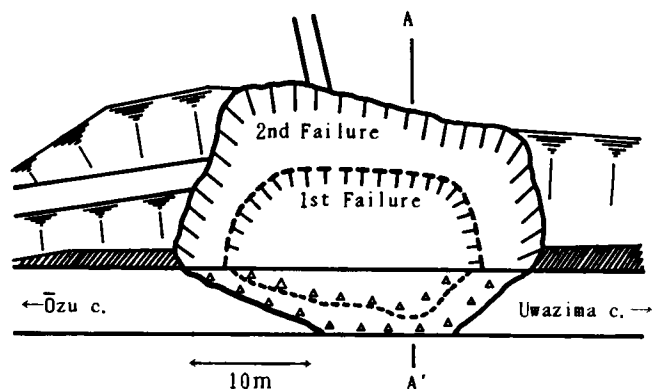


図4.4.7 模式平面図

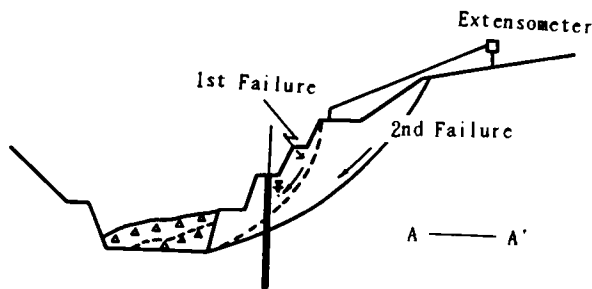


図4.4.8 模式縦断面図 (A-A'断面)

図4.4.9に台風13号による降雨が始まった8月26日3時からの累積変位量、時間降雨量、それと地下水位を示す。変位観測は自記伸縮計により行なわれ、水位観測はφ50mmの硬質塩ビ管の全長($l=10\text{m}$)にわたってストレーナ加工を施したものを観測井として、フロート型自記水位計を用いて行なわれている。

図から崩壊に先だって地下水位が上昇していることがわかる。地下水位は降雨開始後15時間程度経過して、時間降雨量が大きくなった頃から急上昇している。そして、ほぼ定常値を保っているが、崩壊直前に一度急降下(約1.5m)して、再び上昇し始めて第1次崩壊が発生している。これから、この崩壊の主要因の一つが地下水位の増加にあることが明らかである。

崩壊直前の地下水位の低下の理由としては計測器の故障も考えられるが、次のような現象が起こったということも考えられる。図4.4.9をみると、地下水位が急降下し始める直前に変位量が急激に増加している。正のダイレイタンスを示す土が非排水状態でせん断されれば負の間隙水圧が発生する。従って、この斜面も急激に生じたせん断変形により負の間隙水圧が発生し、その結果、観測井の水が吸水されて地下水位の低下が生じたのではないかということである。

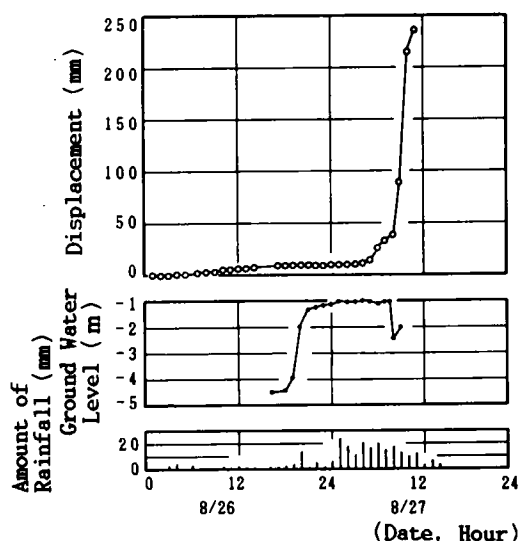


図4.4.9 累積変位量、時間降雨量、地下水位の経時変化

(2) 長沼試験地での崩壊例²²⁾

図4.4.10、4.4.11に崩壊地の平面図と縦断面図を示す。縦断面図には土研式簡易貫入試験機による貫入抵抗値(N_c)も併記してある。崩壊地は八王子市長沼で、地質は関東ローム層である。崩壊は昭和57年9月12日に発生した。崩壊に先立って、9月10日から台風18号による降雨が始まり、12日までの総降雨量は321.5mmである。崩壊は表層の風化土層で発生し、崩壊深さは50cm程度である。

図4.4.12に9月8日から12日の降雨量と地下水位の関係を示す。降雨に伴い地下水位は急増している。そして、崩壊発生時には地表近くまで地下水位が上昇している。また、崩壊直前の目視観察で地下水の噴き出しも確認されている。

ここで、地下水位(間隙水圧)の増加が斜面安定に及ぼす影響について考える。せん断強度 τ は次式で表わされる。

$$\tau = c' + (\sigma - u) \tan \phi' \quad (4.4.1)$$

ここに、 c' は有効粘着力、 σ は全直応力、 ϕ' は有効内部摩擦角である。表層崩壊の場合、 σ は崩壊深さによって異なるがせいぜい 0.5 kgf/cm^2 程度までである。それに対して、地下水位を測定している崩壊例にみられるように、地下水位(間隙水圧)は数メートル増加しており、式4.4.1からその影響の大きさがわかる。従って、前述した2つの崩壊例とも地下水位の増加に伴うせん断抵抗の低下が崩壊の主原因である。

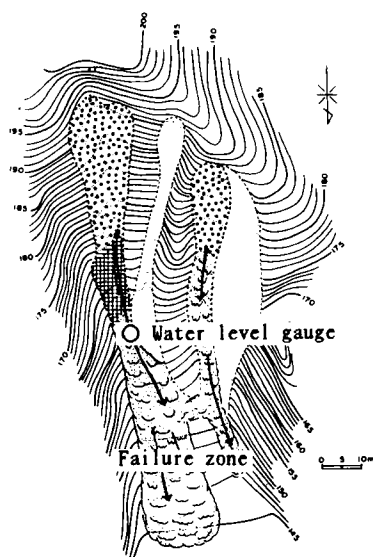


図4.4.10 平面図

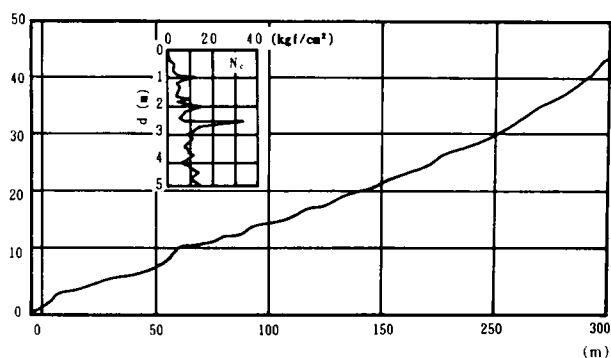


図4.4.11 縦断面図

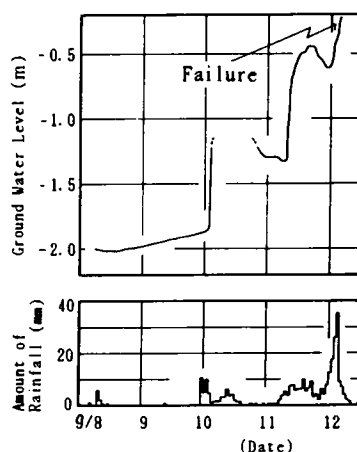


図 4.4.12 時間降雨量と地下水位の経時変化

4.5 結び

本章では、降雨時の斜面崩壊機構を調べるため室内および現地で人工降雨による斜面崩壊実験を行ない、また、実斜面の降雨による崩壊例などを調べた。本章で明らかになったことは、次のとおりである。

- 1) 室内実験から、降雨浸透により斜面先下部（地形の緩急遷移点）に過剰な間隙圧（上向き浸透）が発生し、これが斜面崩壊の主要因の一つになっていることが明らかになった。また、地形の緩急遷移点での上向き浸透は現地観測でも確かめられている。
- 2) 室内実験から、崩壊形態は2つあり、前述の過剰間隙圧（上向き浸透）によって斜面先の1部分から崩壊が起きる場合と斜面角度が急で降雨浸透量が少なく、降雨後早い時間で斜面全体にわたり崩壊が起きる場合である。
- 3) 現地実験により、間隙圧が急激に増加したのち崩壊が発生していることから、間隙圧の増加が崩壊の主要因の一つであることが確かめられた。また、地下水位を測定している実際の崩壊例からも間隙圧の増加が主要因の一つであることが確かめられた。
- 4) まさ土斜面の圧力ポテンシャルの現地観測より、降雨浸透に伴い圧力ポテンシャルは非常に鋭敏に反応すること、降雨量が多ければ斜面内に飽和浸透流が発生することなどが確かめられた。

参考文献

- 1) 八木則男、矢田部龍一、山本浩司：雨水浸透による斜面の崩壊機構、第14回日本道路会議論文集、pp.107～109、1981.
- 2) 八木則男、矢田部龍一、山本浩司：雨水浸透による斜面崩壊、土木学会論文報告集、第330号、pp.107～114、1983.
- 3) Yagi, N., R. Yatabe and K. Yamamoto: Slope Failure Mechanism due to Seepage of Rain Water, Proc. 7th ARCSMFE, Vol. 1, pp. 382～386, 1983.
- 4) 八木則男、矢田部龍一、榎明潔：降雨による斜面崩壊発生時期の予知法に関する現地実験、愛媛大学農学部演習林報告、第22号、pp. 37～46、1984.
- 5) 八木則男、矢田部龍一、榎明潔：降雨時の斜面崩壊予知に関する室内および現地実験、地すべり、22巻、2号、pp. 1～7、1985.
- 6) 田中茂、橋本光史：パイピング現象に起因する斜面崩壊の問題点、第3回災害科学総合講演会講演論文集、pp. 78～79、1966.
- 7) 斎藤迪孝、上沢弘：人工降雨による砂質盛土の崩壊と排水による防止効果に関する実験、鉄道技術研究所報告、No. 654、1968.
- 8) 山村和也、久楽勝行、川口丸雄：降雨実験からみた斜面の安定解析法、土木技術資料、Vol. 15、No. 3、1973.
- 9) 下川悦郎、寺先明、春山元寿：モデル斜面の崩壊過程における土性の変化と変形特性について、新砂防、pp. 1～7、1976.
- 10) 寺島治男、福固輝旗、森脇寛：斜面崩壊機構に関する実験研究、新砂防、pp. 18～24、1977.
- 11) 吉田喜忠、長尾哲：斜面スベリに関する模型実験、土と基礎、Vol. 26、No. 6、pp. 17～22、1978.
- 12) 石原安雄、高木不折、馬場洋二：雨水の鉛直浸透に関する研究、京大防災研究所年報、第9号、pp. 531～563、1966.
- 13) 西田義親、八木則男、二木幹夫：雨水浸透による地盤内発生間隙水圧と斜面安定、土木学会論文報告集、第262号、pp. 91～100、1977.
- 14) 田中茂：浸透・地下水に関して、土質工学会、豪雨時における自然斜面の安定に関するシンポジウム発表論文集、pp. 67～74、1978.
- 15) 田中茂：地すべり性山腹崩壊の機構について、土と基礎、Vol. 26、No. 6、pp. 9～15、1978.

- 16) 武田進平：中間流の性質と山腹土砂崩れに及ぼす影響、第3回災害科学総合講演会講演論文集、pp. 16～19、1966.
- 17) 島根県土木部砂防課、復建調査設計KK：急傾斜地崩壊調査報告書、1974.
- 18) 網干寿夫、中之堂裕文、紀淳、山本康治：降雨実験によるまさ土斜面の浸透、土木学会中国四国支部研究発表会講演概要集、pp. 223～224、1985.
- 19) 小川滋、水谷完治：山林地斜面における降雨水の動態と流出機構に関する研究、愛媛大学農学部演習林報告、第20号、pp. 93～110、1983.
- 20) 新藤静夫他：谷頭部斜面に発生する崩壊と地中水の挙動、文部省科学研究費報告書、pp. 37～63、1983.
- 21) 竹本雅俊、三島豊彦、白石省三、浜田成久：碎屑堆積物よりなる切土のり面の崩壊例、第19回土質工学研究発表会発表講演集、pp. 1267～1270、1984.
- 22) 上掲 20) pp. 64～75.

第5章 降雨浸透を考慮した斜面安定解析

5.1 概説

降雨浸透による斜面崩壊の要因としては自重の増加、間隙圧の増加、強度定数の低下などが考えられる。これらのうち、斜面内間隙圧の増加が崩壊の主要因になっている場合が多いということが、前章の室内および現地実験の結果から明らかになった。従って、降雨時の斜面安定解析を行なう場合、斜面内間隙圧を精度良く求める必要がある。しかし、間隙圧に主眼をおいて斜面安定を論じた研究は少ない。それは降雨の浸透が飽和領域と不飽和領域が共存する複雑な現象であるため、斜面内間隙圧の定量的な把握が困難であるからであろう。間隙圧に着目した斜面安定に関する研究としては、アウセレエフの浸潤浸透理論を用いて発生間隙圧を求め、無限、有限斜面安定解析を行なった西田ら¹⁾によるもの、2相流浸透理論を用いて豪雨時の任意時刻の土中水分状態を求め、斜面の破壊確率の計算を行なった松尾ら²⁾によるものなどがある。しかし、この両者をはじめとして、その研究の大部分は鉛直浸透だけを考慮したもので、斜面の傾斜方向への流れを考慮したものではない。

一般の土構造物に対して最も多く実用に供されている、すべり面を仮定する各種の安定解析法は、手計算によった時代からほとんど進歩していないように思われる。降雨時の斜面安定を考える場合、浸透流と安定解析との複合問題であるため理論的な正解が不明であるので詳しい議論はできないが、少なくとも斜面内間隙圧の影響を評価でき、実際の崩壊でみられる現象をうまく表現できる安定解析法であることが望ましい。

そこで、本章では降雨時の斜面安定解析法の確立を目的として、以下のような研究を行なった。本章の各節は次のようである。

5.2節では、有限要素法による飽和・不飽和浸透解析を行ない、解析結果と実験結果の比較から降雨浸透時の任意時刻の間隙圧を精度よく追跡できることを示した。

5.3節では、すべり面を仮定する各種の安定解析法の比較検討を行ない、降雨時の斜面安定解析に適した解析法を検討した。

5.4節では、降雨時の斜面安定に及ぼす斜面角度や層厚などの斜面形状の影響と強度定数の影響を調べた。

5.5節では、斜面崩壊の防止工として多く用いられている水抜き工、被膜工の効果を浸透解析、安定解析により検討した。

なお、本章の内容は既に文献3)～7)に発表済みである。

5.2 有限要素法による降雨浸透解析

5.2.1 解析方法

不飽和流の解析には、不飽和の形態の仮定の違いによって、アレクセエフの浸潤浸透理論、Richardの毛管ポテンシャル理論ならびにKluteの拡散型方程式、それに薄層流理論などがある⁸⁾。このうち、一様不飽和と仮定してダルシー則を拡張したRichardの毛管ポテンシャル理論に基づいた研究としては、Freeze⁹⁾、Neuman¹⁰⁾、赤井ら¹¹⁾、岡ら¹²⁾の差分法あるいは有限要素法を用いた解析が挙げられる。ここでは、赤井らの示した手法に従って降雨浸透解析を行なう。解析方法の概要を以下に示す。

① 基礎方程式

飽和・不飽和領域の浸透を支配する基礎方程式は、連続の式とダルシーの法則を不飽和領域へ拡張することにより、次の非線形方程式で表わされる。

$$\operatorname{div} K(\theta) \vec{r}(\varphi + Z) = (C(\theta) + \alpha S_z) \frac{\partial \varphi}{\partial t} \quad \text{-----} \quad (5.2.1)$$

ここに、 $K(\theta)$ は透水係数、 θ は体積含水率、 φ は圧力水頭、 S_z は比貯留係数、 z は鉛直座標、 t は時間である。また、 α は係数で不飽和領域で0、飽和領域で1であり、 $C(\theta)$ は比水分容量($= \partial \theta / \partial \varphi$)で、不飽和土の浸透特性曲線の勾配から求められる。ゆえに、式5.2.1によって解析を行なうには物性値として、(i)不飽和透水係数 K と体積含水率 θ の関係と、(ii)比水分容量 $C(\theta)$ を求めるための体積含水率と圧力水頭の関係(水分特性曲線)が必要である。今後、(i)、(ii)をまとめて浸透特性と呼ぶことにする。

② 有限要素法による定式化と時間項の取り扱い

式5.2.1の有限要素法による定式化は重み付き残差法で行ない、重み関数としてはGalerkin法を用いた。

$$A_{nm} \varphi_m + F_{nm} \frac{d\varphi_m}{dt} = Q_n - B_n - D_n, \quad (n, m=1, 2, 3 \dots N) \quad \text{-----} \quad (5.2.2)$$

ここに

$$\begin{aligned} A_{nm} = & \sum_{\epsilon=1}^N K_{i^*}^{\epsilon} K_{ij}^{\epsilon} \int_{V_{\epsilon}} N_i^{\epsilon} \frac{\partial N_n^{\epsilon}}{\partial x_i} \cdot \frac{\partial N_m^{\epsilon}}{\partial x_j} dV = \sum_{\epsilon} \frac{1}{4d} \bar{K}_{\epsilon} [K_{11}^s b_n b_m \\ & + K_{13}^s (b_n C_n + b_m C_n) + K_{33}^s C_n C_m] \quad \text{-----} \quad (5.2.3) \end{aligned}$$

$$F_{nm} = \sum_{e=1}^N \int_{V_e} (C_l N_l^e N_n^e + N_n^e \alpha S_s) dV$$

$$= \sum_e \frac{\Delta}{12} [(2C_n + C_p + C_q) + 4\alpha S_s] : (n=m) \left. \begin{array}{l} \\ \\ =0 : (n \neq m) \end{array} \right\} \text{-----} \quad (5.2.4)$$

$$Q_n = - \sum_{e=1}^N \oint_{S_e} V N_n^e d\sigma = - \sum_e \frac{(V)_n}{2} \text{-----} \quad (5.2.5)$$

$$B_n = \sum_{e=1}^N K_l^r K_{ts} \int_{V_e} N_l^e \frac{\partial N_n^e}{\partial x_t} dV \text{-----} \quad (5.2.6)$$

式5.2.3の b_n 、 c_n は座標により定まる値であり、式5.2.4の n 、 p 、 q は三角形要素の各節点番号、 Δ は三角形要素の面積、 K_r は飽和時を1とした相対透水係数 K_r の平均値である。

時間項の取り扱いの後退差分法で行なった。その漸化式を次式で示す。

$$\left(A_{nm}^{K+1/2} + \frac{1}{\Delta t^K} F_{nm}^{K+1/2} \right) \varphi_m^{K+1} = Q_n^{K+1/2} - B_n^{K+1/2} + \frac{1}{\Delta t^K} F_{mn}^{K+1/2} \varphi_m^K \text{-----} \quad (5.2.7)$$

ここに、 K はある時間段階を表わし、 $t = t^K$ 、 $\Delta t^K = t^{K+1} - t^K$ である。

各時間区間において

$$\varphi_n^{K+1/2} = \varphi_n^K + \frac{\Delta t^K}{2\Delta t^{K-1}} (\varphi_n^K - \varphi_n^{K-1}) \text{-----} \quad (5.2.8)$$

として逐次計算の解 φ^{K+1} を求めるが、反復計算過程では次式を用いる。

$$\varphi_n^{K+1/2} = \frac{1}{2} (\varphi_n^K + \varphi_n^{K+1}) \text{-----} \quad (5.2.9)$$

(3) 各時間ステップにおける境界条件の決定

初期条件、境界条件は次のようである。

① 初期条件 $h(x_1, 0) = H_0(x_1)$ ($h = \phi + z$)

② 境界条件 水頭が既知の境界

$$h(x_b, t) = H_b(x_b, t)$$

流量が既知の境界

$$\partial h / \partial \vec{n} = V(x_b, t)$$

(\vec{n} は境界面に垂直なベクトル)

解析に際して初期に降雨の浸透を許す斜面表面では、透水係数および降雨強度から決定される流量を与えた。そして、時間ステップの移行にともなって斜面表面に浸出点が発生した時点で、浸出点以下では境界条件として水頭を与え、浸出点より上では流量を与え

た。

5.2.2 室内模型実験結果と数値解析結果の比較

モデル斜面の浸透解析を行なう前に室内模型実験結果との比較を行なった。解析のための物理定数の入力データは、飽和透水係数 $K_s = 3.0 \times 10^{-3} (\text{cm/sec})$ で、浸透特性曲線は図 5.2.1 に示したものをを用いた。この浸透特性曲線のうち、水分特性曲線は土柱法により、また、不飽和透水係数は Imay 法により求めた。

図 5.2.2 に斜面角度 30° の乾燥地盤における浸潤前線の推移についての実験と解析の結果を示す。実験値、解析値とも浸潤前線は斜面にほぼ平行に降下しており、また、降下速度も両者でよい対応がみられる。図 5.2.3 に斜面角度 25° の湿潤地盤における実験と解析による発生間隙水圧の経時変化を、図 5.2.4 に定常状態における各測点での間隙圧の実測値と解析値の比較を示す。図中、実測値は間隙圧（間隙水圧と間隙空気圧）であり、解析値は間隙水圧であるので、厳密には両者の比較はできない。しかし、浸潤前線の跳ね返り後、斜面内は飽和状態に近く、測定値はほぼ間隙水圧に等しいと考えてよいであろう。ここで、浸潤前線の跳ね返りとは浸潤前線が不透水層まで達して、斜面内に自由水面が形成されていく状態を意味している。両者を比較すると経時変化の傾向と最終定常値ともかなりよく一致している。実測値でみられた斜面先下部での過剰間隙圧も解析値の方が若干小さいが、一応評価できている。また、図示はしていないが乾燥地盤における浸潤前線の推移についての実験結果と解析結果も比較的良く一致している。これらのことより、本法は飽和・不飽和浸透の追従に十分役立つことが明らかになった。

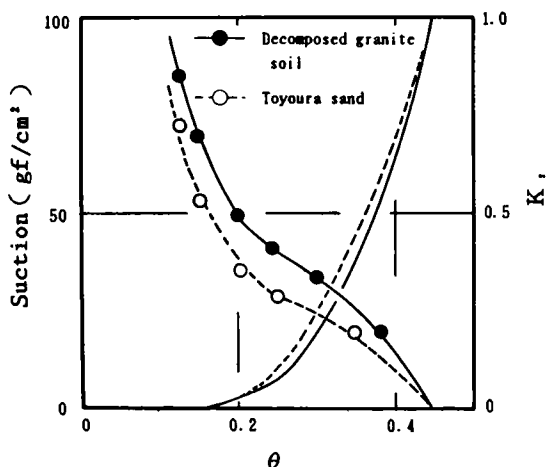


図 5.2.1 浸透特性曲線

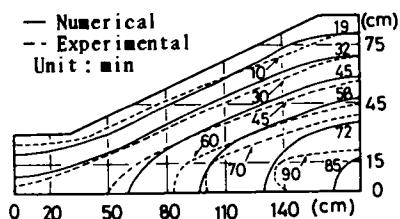


図 5.2.2 実験と解析による浸潤前線の変化

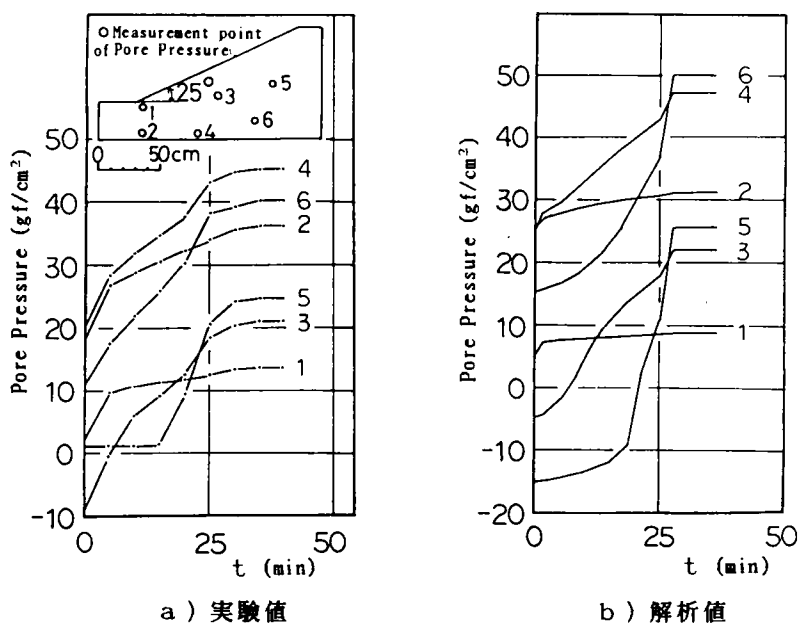


図 5.2.3 斜面内間隙圧の経時変化（湿潤地盤）

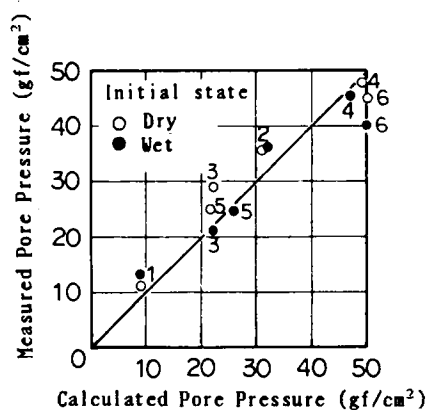


図 5.2.4 定常状態での実測値と解析値の比較

5.2.3 斜面内間隙圧に与える斜面形状、排水条件の影響¹³⁾

第4章の崩壊機構の検討結果から、斜面内間隙圧が崩壊の主要因の一つであることが明らかになった。ところで、実際の斜面では地形、地質、排水条件などにより、斜面内間隙圧の分布は非常に複雑であろう。従って、一般的な取り扱いは困難であるが、現象を単純

化して、ある一般的な結果を見出すことも現状では意味があることと思われる。そこで、本節では実大斜面を仮定して数値解析により斜面内間隙圧に与える斜面形状、排水条件の影響を調べる。

仮定したモデル斜面を図5.2.5に示す。浸透解析は斜面角度 β を 25° 、 30° 、 35° 、透水層厚さ H を1、2、3、5、7 m、斜面先の長さ L を0、5、15 mと変え、また、図5.2.5に記号 h で示す斜面先前面の境界条件として、排水、非排水の2条件で行なった。ところで、2.1節で述べたように、まさ土の崩壊の大半は1 mないし2 m以下の層厚で起こっている。従って、透水層の厚さが3 mを超えるようなケースを計算してもあまり意味がないが、一般的な傾向を調べるため、このような透水層厚で計算した。用いた物理定数のうち浸透特性曲線は図5.2.1に示したものをを用い、 $K_s = 4.0 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}$ である。地盤の初期飽和度は70%で、降雨強度は豪雨時には十分考えられる30 mm/hとした。

解析結果の1例として、 $H = 5 \text{ m}$ 、 $L = 5 \text{ m}$ で、斜面先前面が非排水条件である場合の間隙水圧の経時変化を図5.2.6に、定常状態での等水圧線および等ポテンシャル線を図5.2.7に示す。また、 $H = 5 \text{ m}$ 、 $L = 5 \text{ m}$ で、斜面先前面が排水条件である場合の間隙水圧の経時変化を図5.2.8に示す。斜面先前面が非排水条件である場合には斜面先下部に大きな間隙水圧が発生している。その間隙水圧は斜面表面まで水が湛水しているとした場合の静水圧よりかなり大きい。この斜面先下部での大きな間隙水圧は、前章の室内実験でもみられた。斜面先下部に静水圧より大きな間隙水圧が発生するのは、その付近で上向き浸透が生じているからである。上向き浸透が発生していることは、図5.2.7に示した等ポテンシャル線を見ると明らかである。このような上向き浸透は、4.4節で述べたように現地観測でも観察されている。上向き浸透は斜面崩壊の主要な原因の一つであると考えられる

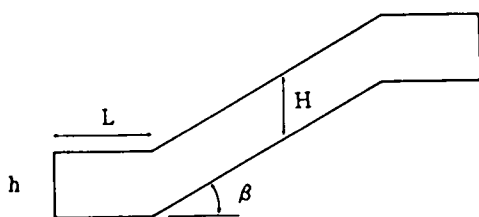


図5.2.5 モデル斜面の概要

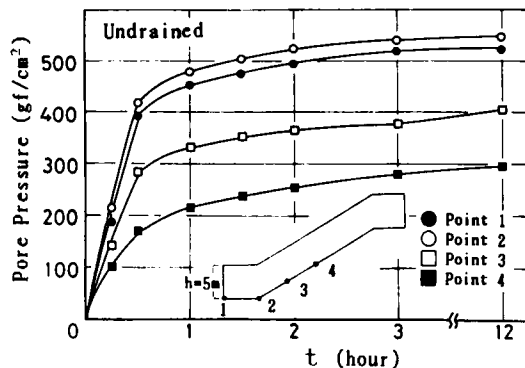


図5.2.6 斜面内間隙水圧の経時変化（非排水）

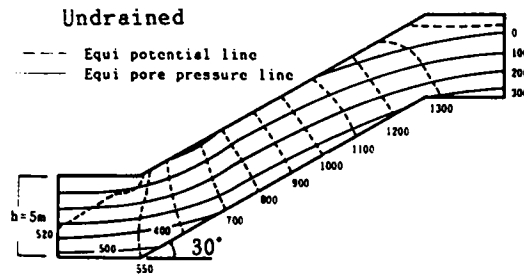


図5.2.7 定常状態での等ポテンシャル線と等水圧線

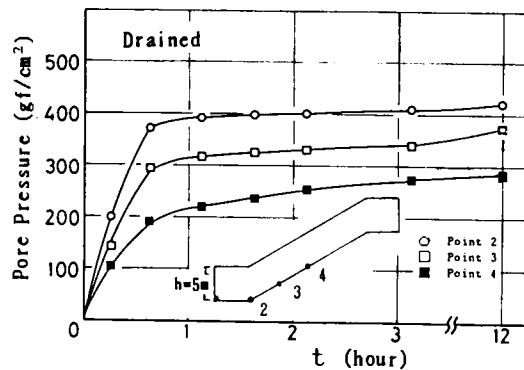


図5.2.8 斜面内間隙水圧の経時変化（排水）

ので、今後、いかなる地形、地層、土質などの条件のもとで上向き浸透が発生するかを明らかにすることは重要なことであろう。

斜面先下部での排水の効果を調べるため、図5.2.9に斜面先の長さ L と定常状態における発生間隙水圧の関係を示す。なお、斜面角度は 35° である。これから、 $L=15\text{m}$ では排水の効果はほとんどなく、 $L=5\text{m}$ では斜面先前面での排水により間隙水圧が12～35%程度減少することがわかる。また、透水層厚さが薄いほど排水の効果は小さい。

図5.2.10に透水層厚さ H と定常状態における発生間隙水圧の関係を示す。なお、斜面角度 35° 、斜面先の長さ5m、斜面先は非排水条件である。これから、透水層厚さが厚いほうが若干間隙水圧が大きくなる傾向があることがわかる。

図5.2.11に斜面角度 β と定常状態における発生間隙水圧の関係を示す。なお、透水層厚さ H は3、7mで、斜面先の長さ5m、斜面先は排水条件である。これから、斜面角度 β が大きくなるにつれ発生間隙水圧は大きくなる傾向がある。このことは、前章の室内実験からも確かめられている。

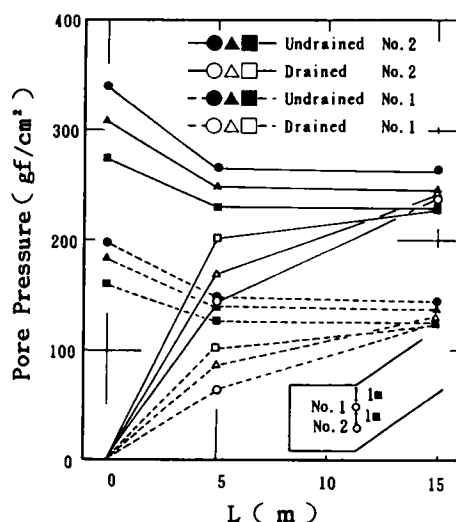


図5.2.9 間隙水圧に与える斜面先の排水条件の影響

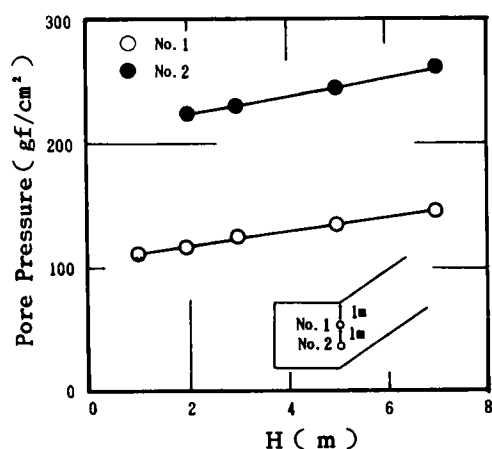


図5.2.10 間隙水圧に与える層厚の影響

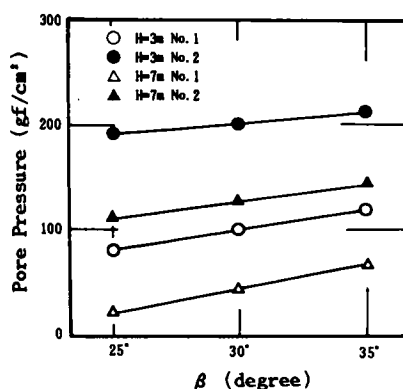


図5.2.11 間隙水圧に与える斜面角度の影響

また、斜面内の間隙水圧がほぼ定常になるまでの時間は、透水層厚さ $H = 1$ m で約1.0時間、 $H = 2$ m で約2.0時間、 $H = 3$ m で約3.0時間、 $H = 5$ m で約6.5時間、 $H = 7$ m で約11.0時間であった。これから、当然のことではあるが、透水層厚さが薄いほど短時間で斜面は危険になることがわかる。なお、定常になるまでの時間は初期飽和度、降雨強度によって変わるもので数値そのものにはあまり一般的な意味がない。

5.3 すべり面を仮定する各種安定解析法の比較検討

降雨浸透による斜面崩壊の要因としては前述したように自重の増加、間隙圧の増加、強度定数の低下などが考えられる。このうち、間隙圧の変化は有限要素法による飽和・不飽和浸透解析により精度よく求められることを既に示した。また、自重の変化も次のようにして求めることができる。まず、浸透解析より間隙圧が求められる。この間隙水圧を用いれば図5.2.1に示す間隙圧と体積含水率の関係より、その間隙圧に対応する体積含水率を求めることができ、自重の変化を計算することができる。なお、強度定数の変化は供試体の含水比を種々変えてせん断試験を行なえば求めることが可能である。このようにして求めたデータを用いて斜面安定解析を行なった場合、同じ入力データであっても安定解析法が違えば、得られる結果は異なることが予想される。降雨による斜面崩壊に対する安定解析では、前述したように斜面先下部で不規則な分布をしている間隙水圧が斜面安定に与える影響を評価できること、実際の崩壊や室内実験でみられる斜面先での小崩壊あるいは基岩と表層土の境界を通るすべり面が得られることなどが必要であろう。そこで、まず、各種安定解析法の比較検討を行ない、その結果を考慮して降雨浸透時の斜面安定解析を行なった。

5.3.1 対象とした安定解析法

比較検討の対象とした斜面の安定解析法は形状が複雑で土質が不均一であり、間隙水圧が不規則な分布するような一般の斜面に対して適用性のよい分割法を用いた。対象とした安定解析法は表5.3.1に示すように円形のすべり面を仮定する修正Fellinius法¹⁴⁾、Bishop法¹⁵⁾、Spencer法¹⁶⁾と複合すべり面を仮定するJanbu法¹⁷⁾、Multi-planer法¹⁸⁾である。各解析法の基礎式は次のようである。詳細は参考文献に示されている。

修正Fellinius法

$$F_s = \frac{1}{\sum W_i \cdot \sin \alpha_i} \times \sum \{ c'_i \cdot l_i + (W_i \cdot \cos \alpha_i - u_i \cdot l_i) \tan \phi'_i \} \text{-----} \quad (5.3.1)$$

Bishop法

$$F_s = \frac{1}{\sum W_i \cdot \sin \alpha_i} \times \sum \frac{c'_i \cdot l_i \cdot \cos \alpha_i + (W_i - u_i \cdot l_i \cdot \cos \alpha_i) \cdot \tan \phi'_i}{\sin \alpha_i \cdot (1 + \tan \phi'_i \cdot \tan \alpha_i / F_s)} \text{-----} \quad (5.3.2)$$

Spencer法

$$F_s = \frac{1}{\sum W_i \cdot \sin \alpha_i} \times \sum \frac{c'_i \cdot l_i \cdot \cos \alpha_i + (W_i - u_i \cdot l_i \cdot \cos \alpha_i + Q_i \cdot \sin \theta_i) \cdot \tan \phi'_i}{\cos \alpha_i \cdot (1 + \tan \phi'_i \cdot \tan \alpha_i / F_s)} \text{---} \quad (5.3.3)$$

Janbu法

$$F_s = \frac{1}{\sum W_i \cdot \tan a_i} \times \sum \frac{(c'_i - u_i + W_i/b_i) \cdot \tan \phi'_i \cdot F_s \cdot (1 + \tan^2 a_i)}{F_s + \tan \phi'_i \cdot \tan a_i} \quad (5.3.4)$$

Multi-planer法

$$Z_{i+1} = \frac{1}{\cos(a_i - \beta_{i+1})} \times [Z_i \cos(a_i - \beta_i) + W_i \cdot \sin a_i - \{ c'_i \cdot l_i + (N_i - u_i \cdot l_i) \tan \phi'_i \} / F_s] \quad (5.3.5)$$

$$N_i = \frac{W_i \cdot \cos \beta_{i+1} + \sin(\beta_{i+1} - a_i) \cdot l_i \cdot (c'_i - u_i \cdot \tan \phi'_i) / F_s - Z_i \cdot \sin(\beta_{i+1} - \beta_i)}{\cos(a_i - \beta_{i+1}) - \sin(\beta_{i+1} - a_i) \cdot \tan \phi'_i / F_s} \quad (5.3.6)$$

ここで、添字 i は分割帯片 i 番目を示す。また、 F_s は安全率、 c' は有効粘着力、 ϕ' は有効内部摩擦角、 W は土の重量、 u は間隙水圧、 b は帯片の横幅、 l は帯片の底辺長、 a は底辺と水平方向のなす角度、 θ と β は断面力の合力 Z と水平方向のなす角度である。

各解析法に導入されている仮定について簡単に触れておく。図5.3.1 a)、b) は分割帯片に作用する力を示したものである。各方法の主な違いは、帯片の両側面に作用する断面

表5.3.1 対象とした安定解析法

名 称	すべり面の形状	導入されている主な仮定
修正 Fellenius 法	円 形	Q_i が帯片の底面に平行
Bishop 法	"	$X_i = X_{i+1}$
Spencer 法	"	Q の方向が各帯片で同じ
Janbu 法	複 合	Bishop 法とほぼ同様
Multi-planer 法	"	すべり面は基岩との境界最下部で帯片の対角線

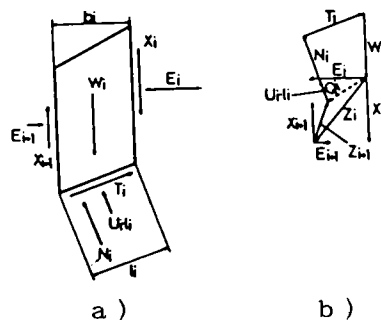


図5.3.1 分割帯片に作用する力

力 X_i 、 E_i (合力 Z_i)および X_{i+1} 、 E_{i+1} (合力 Z_{i+1})に関する仮定である。修正Fellnius法では Z_i と Z_{i+1} の合力 Q_i が帯片の底辺と同方向であると仮定する。Bishop法では $X_i = X_{i+1}$ と仮定する。Spencer法では Z_i と Z_{i+1} との合力 Q_i が各帯片で同じであると仮定する。Janbu法はBishop法とほぼ同じであるが複合すべり面を扱っている。Multi-planer法は、すべり面を表層土とそれより強度の大きい層の境界に沿うとし、最下部の帯片ですべり線がその境界面から地表に抜けると仮定している。なお、間隙水圧に関しては、いずれの解析も静定問題として取り扱っている。

数値解析に際して、式5.3.3、5.3.4、5.3.5は両辺に F_0 が存在するため初期値1.0を入力して繰り返し計算し、 F_0 の入力値と出力値の差が0.01以内になった時点で真の値とした。Spencer法では $\Sigma Q = 0$ となる時の角度をその時の θ と決めて解いた。Janbu法では荒井ら¹⁹⁾と同様の多変数関数最小化の技法を用いて最小安全率を求めた。また、Multi-planer法では Z_i と水平線のなす角は帯片底面のすべり線の角度の1/3と仮定した。

以下、対象としたモデル斜面は図5.2.5に示したものである。解析に際して帯片幅はどの解析法でも1mとした。また、基岩の存在は表層土の下部に極端に強度の大きい部分を仮定することで表わした。強度定数としては有効粘着力 c' は不飽和時に 0.1kgf/cm^2 、飽和時に0とし、有効内部摩擦角 ϕ' は 40° で飽和度に関係なく一定であるとした。

5.3.2 層厚が各解析法に与える影響

透水層の厚さが各解析法に与える影響を調べるため、層厚を0.5、1、2、3、4mと変化させ解析した。地盤の状態は乾燥状態とした。図5.3.2に解析結果を示す。なお、図5.3.2ではJanbu法による安全率に対する比率で示している。ここで、Janbu法を基準にしたのは、この方法が安全率の最も小さくなるような非円形のすべり面を導きだす解析法であるので、層厚の変化に対してあまり大きな影響を受けないと考えられるためである。図5.3.2より次のことが明らかである。

①帯片幅より薄い層厚の場合には、円形すべり面を仮定するSpencer法、Bishop法、修正Fellnius法はJanbu法に比べて大きな安全率を与える。この理由は試行円の半径増分を0.1m、中心間隔を1mにとってあるので、層厚が薄い0.5mの場合には、基岩より上を通るすべり円がかなり限定されるためであろう。層厚が2m以上になると、これらはJanbu法による安全率に近づく。これから、円形すべり面を仮定する方法を用いて、層厚が薄い斜面の安定解析を行なう場合には、試行円の半径増分や中心間隔それと帯片幅の設定に注意が必要である。

②Multi-planer法では層厚の影響を大きく受ける。これは、Multi-planer法の最下部の

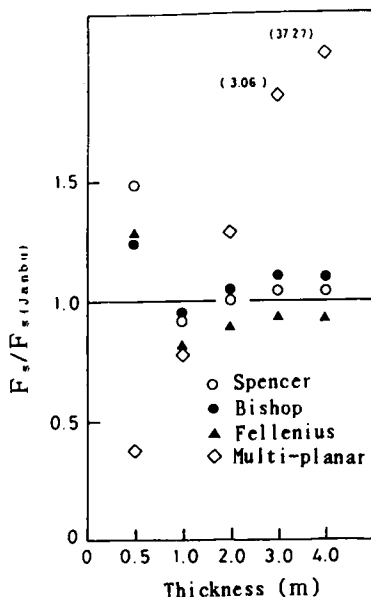


図5.3.2 各解析法に与える層厚の影響

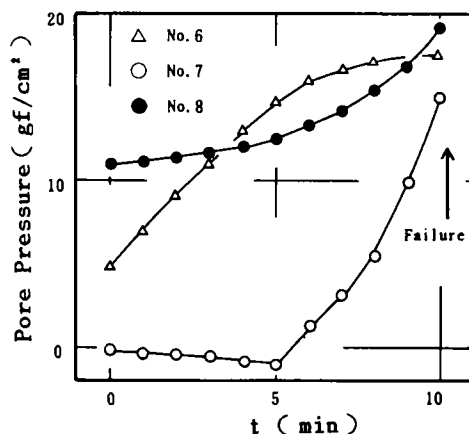


図5.3.3 現地実験による崩壊直前の間隙圧の経時変化

帯片内ですべり線が基岩から地表にでるという仮定に無理があるためである。

5.3.3 浸透水圧が各解析法に与える影響

まず、降雨時の斜面安定解析を行なうにあたって強度定数について述べておく。透水性の良いまさ土を用いた盛土斜面の設計を行なうに際して、UU強度を用いて安定解析を行っているケースがみられる²⁰⁾。降雨時の盛土斜面では降雨浸透に伴い地下水位が変化すなわち有効応力が変化するので、UU強度を用いることには問題がある。降雨時の斜面安定解析を行なう場合、排水条件により、せん断変形時の間隙水圧を考慮した有効応力による取り扱い、或いは排水強度の使用が考えられる。ここで、実測値をもとに斜面崩壊時の土のせん断挙動について考えてみる。

図5.3.3は現地実験により得られた崩壊直前の間隙圧の経時変化である。間隙水圧計No. 6、7、8の設置位置は図4.3.8に示してある。No. 6とNo. 7、8を比較してみると、間隙圧の発生状況に違いがみられる。No. 6の間隙圧は上昇しながら徐々に落ちつく傾向を示しているが、No. 7、8は崩壊時まで指数的に上昇している。この違いは水圧計の設置位置の違いによるものと考えられる。No. 6は崩壊が起きなかったところに設置されており、No. 7、8は崩壊土塊のすべり面付近に設置されていた。従って、No. 7、8は部分排水的な条件下で

のせん断変形に伴い発生した正の間隙水圧が、降雨浸透に伴う間隙圧にプラスされて測定されたものであろう。現地実験を行なった斜面の土は非常に緩い状態であったので、せん断変形時に正の間隙水圧が発生したのであろうが、当然、負の間隙水圧が発生する場合もある。図4.4.9に示す地下水位の経時変化のうち、崩壊直前の急な地下水位の低下は、前記したようにせん断変形に伴い発生した負の間隙水圧によるものと考えられる。すなわち、発生した負の間隙水圧により塩ビ管内の水が吸水されたのであろう。

以上のことから、斜面崩壊は部分排水的な条件下で起こることがわかった。従って、安定解析にあたっても、厳密には部分排水条件下でのせん断時の間隙水圧を考慮した有効応力による取り扱いが必要である。しかし、実用的には部分排水条件を考慮した有効応力的な取扱いは困難である。ここで、部分排水条件を考慮した有効応力的な取り扱いをする場合と排水条件下での強度定数 c_a 、 ϕ_a （あるいは、有効応力基準による強度定数 c' 、 ϕ' ）を用いる場合の比較を行なう。せん断変形時に負の間隙水圧が発生する場合は、 c_a 、 ϕ_a を用いると実際のせん断強度より小さく見積もることになる。しかし、せん断変形時に負の間隙水圧が発生すれば、その時点では崩壊に至らないで吸水するであろうから、安定解析に c_a 、 ϕ_a を用いても問題はない。一方、正の間隙水圧が発生する場合は、実際のせん断強度は c_a 、 ϕ_a によるよりも小さい。従って、 c_a 、 ϕ_a を用いて解析すれば、危険側の値となる。

ところで、間隙圧が増加しはじめて崩壊に至るまでには数十分を要するのが普通である。従って、せん断時に正の間隙水圧が発生する場合でも、砂質土であれば、せん断変形が急激に進むまでは排水状態で挙動していると考えてよく、 c_a 、 ϕ_a を用いてもほとんど問題はなかろう。また、表層崩壊を考える場合、すべり面での上載荷重は非常に小さいので、斜面の土が非常に緩い場合を除いて、一般的にはせん断時に部分排水条件下で負の間隙水圧が発生するであろう。これから、本来は部分排水条件を考慮した有効応力的な取り扱いをすべきであるが、実用的には c_a 、 ϕ_a を用いてもほとんど問題はないと考えられる。以上のことから、以下の安定解析を行なうに際して、強度定数として c_a 、 ϕ_a （あるいは、 c' 、 ϕ' ）を用いる。

降雨浸透にともなう斜面内間隙圧が各種安定解析法の解析結果に与える影響について述べる。安定解析に際して、斜面内間隙圧の経時変化は有限要素法による飽和・不飽和浸透解析より求めた。自重の増加は浸透解析より得た間隙水圧を用いて、図5.2.1に示す間隙圧と体積含水率の関係よりその時の体積含水率を求め計算した。浸透解析、安定解析に用いた物理定数は前述したとおりである。

斜面角度 30° 、層厚3m、斜面先の長さ5mで、斜面先前面が排水条件のモデル斜面に

対する各安定解析法による降雨浸透時の斜面の安全率の経時変化を図5.3.4に示す。また、各安定解析法による $F_s = 1$ の時点でのすべり面の形状を図5.3.5に示した。図示はしていないが、同様に行なった透水層厚さ1、2、5、7 mの解析結果も含めて次の比較結果を得た。

① 乾燥状態 ($T = 0$) では安全率は一般にBishop法 > Spencer法 > Janbu法 > 修正Fellenius法の順である。

② 斜面内間隙水圧の上昇にともなう安全率の低下は、修正Fellenius法が最も大きくSpencer法で最も小さくなる。

③ 乾燥状態ではどの方法でも最小安全率を与えるのは大きな土塊のすべりによるのに対し、 $F_s = 1$ となった時点でのすべり土塊の大きさは、Spencer法、Bishop法 > 修正Fellenius法 > Janbu法の順である。すなわち、Janbu法や修正Fellenius法の方が局部破壊を表現しやすいといえる。図示はしていないが、この傾向は層厚が大きくなるにつれ間隙水圧の斜面先への集中が鈍るためか明確でなくなる。

なお、得られた各解析法の安全率の値の傾向は、完全水没斜面を対象にすべり面を仮定する各種安定解析法の比較を行なった鶴飼ら²¹⁾の結果とほぼ同様な傾向を示している。

このような浸透流と安定解析の複合問題では理論的な正解が不明のため決定的なことは言えないが、実際によく観察される基岩に沿ったすべり面と、降雨浸透に基づく浸透水圧による斜面先の局部破壊を表現できるという意味では、Janbu法あるいは修正Fellenius法

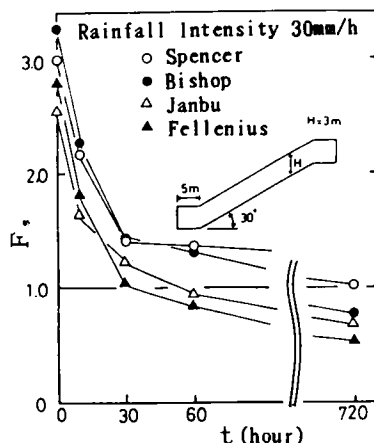


図5.3.4 各解析法による降雨浸透時の安全率の経時変化

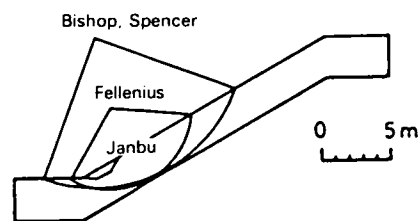


図5.3.5 $F_s = 1.0$ におけるすべり面

によって安定解析を行なうのが適当だと考えられる。なお、最近いくつかの研究がみられる上界定理や下界定理を用いた数学的、力学的により厳密な安定解析法^{22)、23)、24)}と比較検討すればより詳細な議論ができるが、これらの解析法は現状では未だ間隙水圧を十分取り扱うまでには至っていない。。いずれにしろ、図5.3.4をみてわかるように安定解析を行なう場合、今回対象とした解析法だけでも安全率に最大0.4程度の違いがあり、解析法によっては危険側であったり、安全側であったりするので解析結果の取り扱いには注意を必要とする。

ここで、4.3節に示した現地実験を対象に飽和・不飽和浸透解析とJanbuの非円形すべり面法による安定解析を行なった結果を示す。表層土のサクションと体積含水比の関係は図4.3.6に示したものをを用い、飽和透水係数は実測で $0.2 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$ である。基岩は不透水と仮定し、また、岩屑層の透水係数の測定は困難であったので、この層の透水係数は表層土のそれと同じであると仮定して解析した。従って、解析値は実測値よりも大きい間隙水圧となるであろう。斜面先は排水条件で解析した。強度定数は図4.3.5より $c_d = 0 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $\phi_d = 31.44^\circ$ を用いた。ここで、強度定数として c_d 、 ϕ_d を用いたのは、降雨浸透による間隙圧の上昇などにより安全率が1に低下（崩壊）するまでかなり時間がかかっている（間隙圧が上昇しはじめてから10～20分経過して崩壊）ことと、まさ土で透水性が良いことから考えて、動き始めるまではほぼ排水状態に近いのではないかと考えられるからである。

崩壊部分についての解析結果を図5.3.6に示す。図中、濃い実線は自由水面を、1点鎖線は最小安全率0.72を与えたすべり面を表わしている。実際斜面の不均一性、根の影響などを考慮すれば間隙水圧、すべり面、安全率の計算値は実測値を十分説明するものと考えられる。

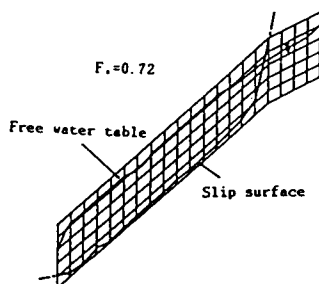


図5.3.6 現地実験の解析結果

以上、述べた方法によれば降雨時の斜面安定解析が可能であることがわかった。しかし、このような手法を実斜面に適用するにはまだ多くの問題が残されていると思われる。実際の斜面は地形、地質、土質などが複雑で、降雨浸透ひとつをとっても様に行なわれることは少ないであろう。これらの複雑な条件が斜面安定に与える影響を定量的に評価する必要があろう。

5.4 降雨時の斜面安定に及ぼす斜面形状などの影響²⁵⁾

5.2節で述べたように、自然斜面は地形、地質などが複雑であり、また、地形の緩急遷移点で間隙圧が不均一な分布をするといったような浸透流の問題と安定問題の複合問題であるので理論的正解を求めることが困難である。従って、降雨時の斜面安定問題を一般化して取り扱うことは非常に困難である。しかし、複雑な現象を単純化して、そこに、ある一般的な結果を見出すことも現状では意味があることと思われる。そこで、降雨時の斜面安定に及ぼす斜面形状などの影響を調べるため、モデル斜面を仮定し斜面角度、層厚、土の物性などを種々変えて解析を行ない、降雨時にどのような斜面がより危険であるか考察を加えた。

5.4.1 解析方法

浸透解析に用いた物理定数は前述したとおりである。安定解析は修正Fellenius法により行なった。なお、Janbu法は問題によっては収束しないケースがあったので修正Fellenius法を用いた。強度定数は一般的には内部摩擦角 $\phi' = 40^\circ$ で飽和、不飽和にかかわらず一定とし、粘着力 c' は不飽和時に 0.1 kgf/cm^2 、飽和時に0とした。また、 c' 、 ϕ' の影響を調べるため $\phi' = 40^\circ$ として c' を変化させたり、 $c' = 0$ で ϕ' を変化させて計算した。解析の対象としたモデル斜面は図5.2.5に示してある。今回の解析では、図に示す斜面角度 β 、透水層の厚さ H 、斜面先の長さ L 、斜面先前面 h の排水条件、それと強度定数 c' 、 ϕ' を変えて、それらの影響を調べた。

5.4.2 解析結果と考察

室内模型実験、現地観測、浸透解析により、降雨時には斜面内に上向き浸透が発生する場合があるということを述べたが、上向き浸透が生じている斜面の安定解析を行なうにあたっての問題点をまず述べておく。図5.4.1に斜面角度 $\beta = 30^\circ$ 、斜面先の長さ $L = 5 \text{ m}$ 、層厚 $H = 3 \text{ m}$ 、 $c' = 0$ 、 $\phi' = 40^\circ$ の斜面の安全率のコンターラインを示す。すべり

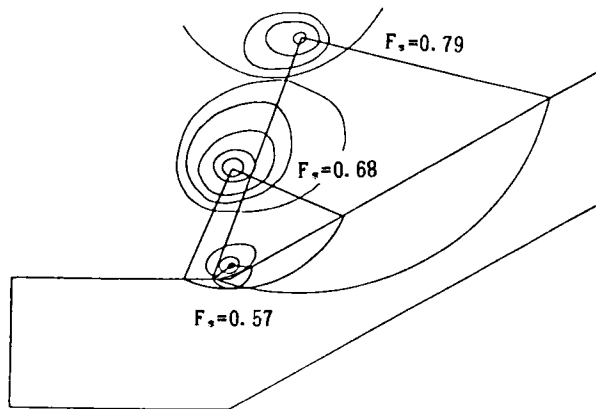


図5.4.1 安全率のコンターライン

円の半径は0.5mを最小としてある。図にはコンターの中心が3つ存在するが、最小半径を1mにすると最も小さいすべり円は発生しなくなる。逆に、半径を0.5mよりさらに小さくすれば斜面先下部に発生している上向き浸透の影響により、より小さいすべり円が存在し、安全率も小さくなると思われる。従って、最小半径の取り方によって安全率は変化する。最小半径をどの程度の大きさにするかは、このような小崩壊が全体崩壊へと進展していくかどうかを検討する必要がある。以上の問題はあるが、今回は最小半径を0.5mとして解析した。

まず、透水層厚さと斜面先前面の排水条件が安全率の経時変化に与える影響を図5.4.2に示す。斜面先の長さは5mである。T=0では層厚が3、5、7mと厚くなるにつれ、順次安全率は小さくなっている。そして、当然のことながら降雨浸透にともなって安全率は低下していくが、層厚の薄い斜面ほど安全率の低下は早い。次に、斜面先前面の排水条件の違いによる安全率の経時変化の差を比べてみる。降雨浸透の初期には排水条件の違いによらずほとんど同じ安全率を示しているが、飽和領域が拡大してくると当然、非排水条件の斜面の安全率の方が排水条件のそれに比べてかなり小さくなる。

図5.4.3に斜面角度 $\beta = 30^\circ$ 、斜面先の長さ $L = 5\text{ m}$ 、そして斜面先が排水条件の斜面で層厚 H を変えた場合の安全率 F_s と粘着力 c' の関係を示す。これらの安全率はいずれも降雨浸透に伴う斜面内間隙圧が定常状態になった時点でのものである。ここで、安全率が1より小さくなった状態は実質的に意味がないし、また、層厚だけを変えて斜面の高さを一定としているという問題もある。しかし、全体的な傾向をみるにはこのような表示も意味がある。これから、 c' の変化に対して安全率が最も敏感に変化するのは層厚1mの

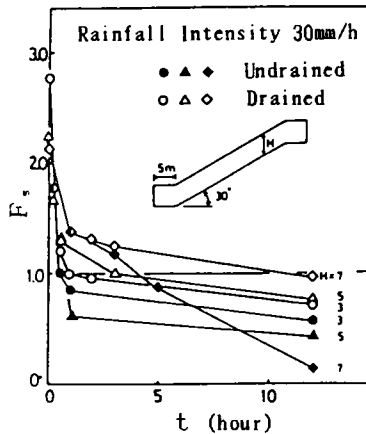


図5.4.2 安全率の経時変化に与える層厚と排水条件の影響

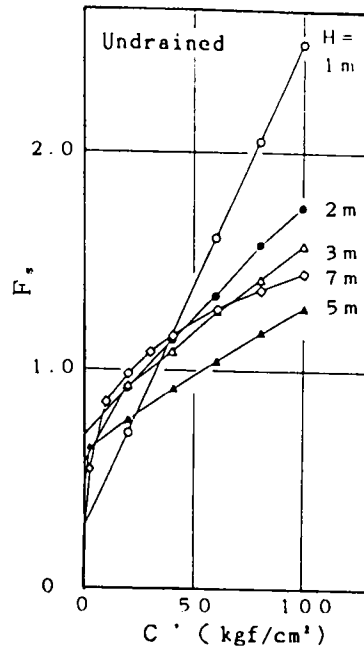


図5.4.3 安全率と粘着力の関係

場合であり、層厚が厚くなるにつれ変化の度合いは小さくなる傾向があることがわかる。 c' が非常に小さければ層厚の薄い斜面ほど安全率は小さく、 c' が大きくなるにつれてその傾向は逆になる。従って、降雨時の斜面崩壊の大半を占める表層崩壊では粘着力の精度よい算定が必要である。しかし、表層土のような低応力下での土の強度定数を精度よく求めることはかなり難しい。3.4節でも論じたが、低応力下での精度よい試験法の開発が必要である。

図5.4.4に層厚7mで c' を種々に変えた場合の定常状態での最小安全率に対応したすべり円を示す。これから、間隙水圧がすべり円に与える影響が明らかである。 $c'=0$ の場合に最小のすべり円になっているが、これは斜面先下部に発生している大きな間隙水圧の影響である。また、 c' の増加に伴ってすべり円は大きくなっていくが、これは c' の増加により相対的に間隙水圧の影響が小さくなったからである。

図5.4.5に斜面角度 $\beta=30^\circ$ 、層厚 $H=7\text{m}$ の斜面で斜面先の長さ L と斜面先前面の排水条件を変えた場合の安定解析結果を示す。これから斜面先前面での排水の効果が明らかである。しかし、当然のことながら、斜面先の長さが長くなるにつれて排水条件での安全率の低下は著しい。

図5.4.6に内部摩擦角 ϕ' と安全率の関係を示す。層厚が2 m以上では厚くなるにつれ安全率は低下している。これは、図5.4.7に示した斜面先下部の間隙水圧分布をみて分かるように、層厚が大きいものほど間隙水圧が大きいからである。図5.4.8に各層厚でのすべり円を示す。層厚3、5、7 mでは同一のすべり円であったので、同一図上に示してある。これをみると、層厚1、2 mでは基岩を通るすべり円であるが、層厚3 m以上では斜面先下部の大きな間隙水圧の影響ですべり円は基岩を通らず、斜面先での非常に小さなすべり円である。層厚2 mのものに比べて1 mの方が安全率は小さい。すべり円はともに基岩を通っているので、斜面先下部の間隙水圧分布だけからみると安全率の大きさは逆であると思われるが、全体的な間隙水圧分布が影響しているのであろう。

浸潤前線が降下していくにつれ土の自重が増加し、安全率は低下する。自重の増加が安全率に与える影響を検討してみる。モデル斜面は斜面角度 30° で、層厚2 mとした。自重の増加の影響を調べるため自重のみを変化させ、間隙圧の変化やサクションは一切考えない。強度定数は $\phi' = 40^\circ$ 、 $c' = 0.1 \text{ kgf/cm}^2$ で一定とした。単位体積重量は乾燥時に 1.5 gf/cm^3 、浸潤前線が通過した部分は 1.8 gf/cm^3 とした。図5.4.9に浸潤前線の位置 H_t と安全率の関係を示す。同図で $H_t = 0$ での安全率は全域の単位体積重量を 1.5 gf/cm^3 、 $H_t = 1.0$ では深さ0~1.0 mまでを 1.8 gf/cm^3 、深さ1.0~2.0 mまでを 1.5 gf/cm^3 、 $H_t = 2.0$ では全域で 1.8 gf/cm^3 として計算したものである。図をみると自重の増加だけでは、安全率は0.3程

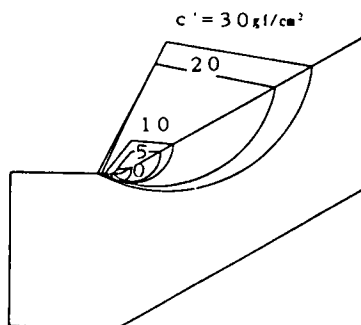


図5.4.4 粘着力の変化に伴うすべり円の変化

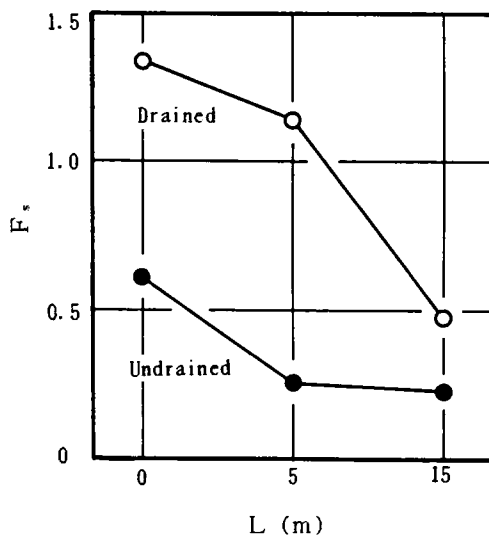


図5.4.5 安全率に与える斜面先の長さや排水条件の影響

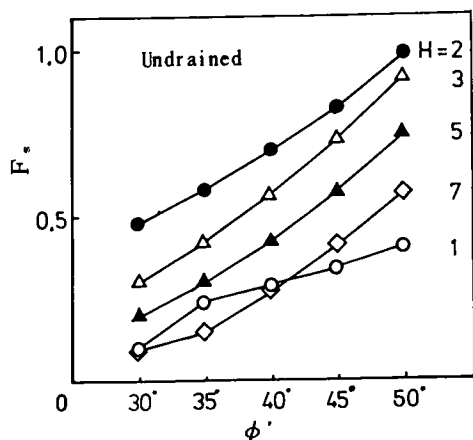


図5.4.6 安全率と内部摩擦角の関係

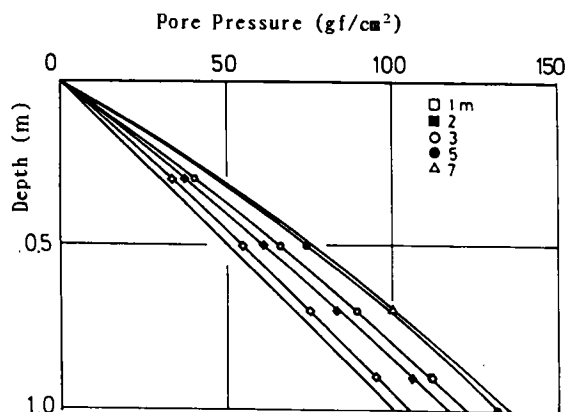


図5.4.7 斜面先下部での間隙水圧分布

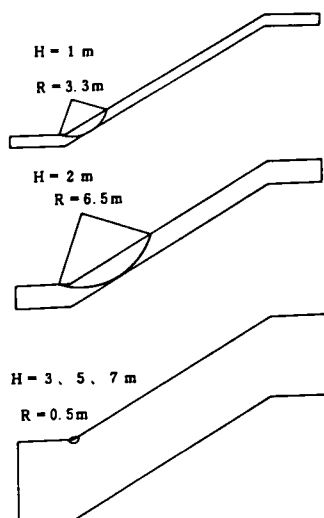


図5.4.8 各層厚でのすべり円

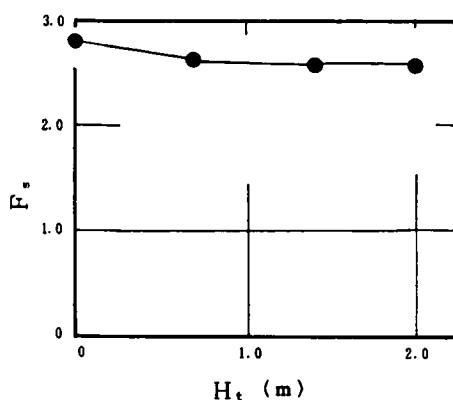


図5.4.9 安全率に与える自重の増加の影響

度しか低下していない。この結果から考えても、降雨時の斜面安定に及ぼす影響としては間隙圧の増加が主要因の一つであることが明らかである。

以上、降雨時の斜面安定に及ぼす斜面形状などの影響を調べた。また、上向き浸透が生じているような斜面の安定解析を行なう場合の問題点の一つを指摘した。なお、今回は降雨強度、透水係数の影響や土質が深さ方向に変わる場合などの影響は調べていない。これらの浸透に与える影響に関しては西垣ら²⁶⁾が報告している。

5.5 防止工の検討

斜面崩壊の防止および対策工としては擁壁工、排水工、杭工などが用いられている。ここでは斜面内間隙水圧を低減させ、安全率を高める方法としての水抜きボーリングおよび被膜の効果について検討を加える。モデル斜面は図5.5.1に示すように透水層厚さ3m、斜面先の長さ5mである。浸透解析にあたっての諸定数は5.2.3で述べたとおりである。安定解析は修正Fellenius法で行ない、強度定数は内部摩擦角 $\phi' = 40^\circ$ で飽和、不飽和にかかわらず一定とし、粘着力 c' は不飽和時に 0.1 kgf/cm^2 、飽和時に0とした。

水抜き孔はモデル斜面内に一ヶ所とし、図5.5.1に示すように斜面内で位置を変えてその影響を調べた。水抜き孔からの流出量は、定常状態において斜面への全流入量の45%～75%程度である。飽和、不飽和浸透流解析より求めた地下水面の経時変化を図5.5.1に示す。図中、水抜き孔の位置をA、B、C、Dで示してある。これから、水抜き孔付近での間隙水圧の低下が明らかである。図5.5.2に安定解析結果を示す。浸透解析、安定解析に用いた定数は前記したものと同一である。同図には水抜き孔のない場合の安全率の経時変化も示してあるが、これと比較して水抜き孔の効果が顕著にわかる。水抜き孔の位置による効果の違いをみると、B点に設けた場合に効果が最も大きく、次いでC点、A点、D点

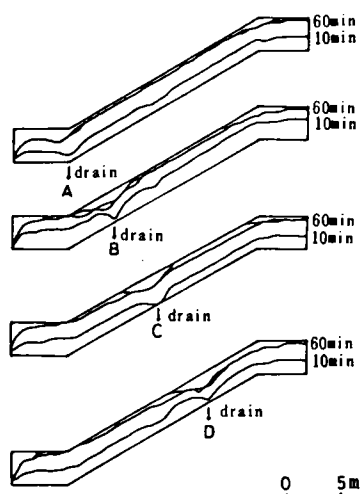


図5.5.1 水抜き孔の位置と地下水面の経時変化

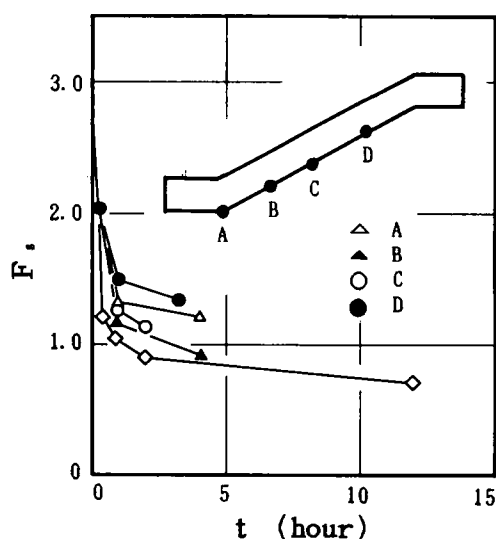


図5.5.2 水抜き孔を設けた場合の安全率の経時変化

の順になっている。今回は水抜き孔を1ヶ所だけ設けてその効果を検討したが、2ヶ所、3ヶ所と設ける場合のより合理的、効果的な方法を検討する必要があると思われる。なお、水抜き孔は大きな効果が期待できることが数値計算により確かめられたが、実際に施工する場合には十分水みちを調べておく必要があることはいうまでもない。

斜面の1部に被膜をして降雨の浸透を防いだ場合の安定解析結果を図5.5.3に示す。被膜の位置は図に示すように、斜面の下半分と上半分それに斜面肩の3ケースを想定した。なお、安定解析にあたって被膜には強度を持たせていない。図5.5.3をみると、浸透初期には被膜をした斜面の安全率の方が被膜のない斜面の安全率に比べて若干大きいですが、時間が経過すれば両者にほとんど差はみられない。また、被膜の設置位置による差も全くみられない。これから、斜面の一部に被膜をして降雨の浸透を防止しても効果はほとんど期待できないということが明らかになった。ただし、崩壊により発生したテンションクラックの部分に被膜をしているケースが崩壊現場では多く見受けられるが、このような場合は前述した解析とは意味が異なり、表面流の流入を防ぐという効果がある。

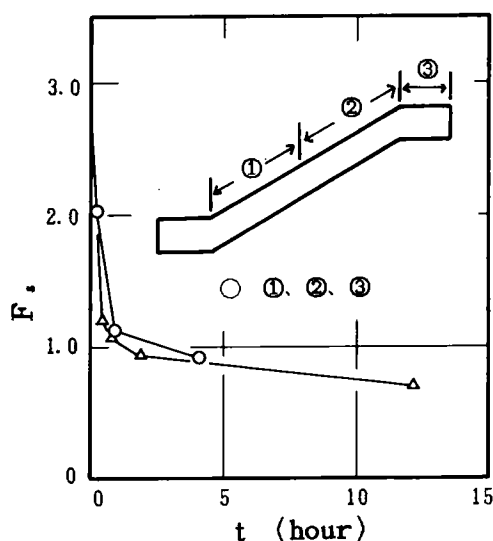


図5.5.3 被膜をした場合の安全率の経時変化

5.6 結び

降雨時の斜面安定解析法の確立を目的として、有限要素法による飽和・不飽和浸透解析、すべり面を仮定する各種安定解析法の比較検討を行ない、それらの結果をもとにモデ

ル斜面を対象にして降雨時の斜面安定解析を行なった。得られた結論を要約すると次のようである。

- 1) 有限要素法による飽和・不飽和非定常浸透解析により、降雨浸透時の斜面内間隙水圧分布の経時変化を精度よく追跡できる。
- 2) 円形すべり面を仮定するSpencer法、Bishop法、修正Fellenius法は帯片幅より薄い層厚の場合には、Janbu法より大きな安全率を与える。これは、層厚の薄い場合には試行円の半径増分、中心間隔の取り方により、すべり円がかなり限定されるためである。層厚が厚くなれば、それらはJanbu法の値に近づく。
- 3) Multi-planer法は層厚の影響を大きく受ける。これは最下部の帯片内ですべり線が基岩から地表に抜けるという仮定に無理があるためである。
- 4) 乾燥状態では、どの方法でも最小安全率を与えるのは大きな土塊のすべりによるのに対し、降雨浸透にともなう $F_s=1$ となった時点でのすべり土塊の大きさはSpencer法、Bishop法>修正Fellenius法>Janbu法の順である。すなわち、Janbu法や修正Fellenius法の方が降雨浸透時に斜面先下部に発生する大きな間隙水圧による斜面先での局部破壊を表現しやすい解析法であるといえる。
- 5) 有限要素法による飽和・不飽和非定常浸透解析より得た間隙水圧の経時変化と自重の経時変化それに飽和度の変化にともなう強度定数の変化を考慮すれば、降雨浸透時の斜面の安定解析が可能である。
- 6) 斜面崩壊時の間隙水圧および地下水位の計測データをもとに強度定数について考察を加えた結果、せん断は部分排水的な条件下で起こっているが、降雨時の斜面安定解析に用いる強度定数としては排水強度を使用して差し支えない。
- 7) 層厚の薄い斜面ほど、安全率は c' の変化に対して敏感に変化する。表層崩壊を対象に安定解析を行なう場合、 c' の精度よい算定が必要である。
- 8) 斜面安定対策工として水抜き孔の設置は大きな効果が期待できるが、部分的な被膜はほとんど効果が期待できない。

参考文献

- 1) 西田義親、八木則男、二木幹夫：雨水浸透による地盤内発生間隙水圧と斜面安定、土木学会論文報告集、第262号、pp.91～100、1977。
- 2) 松尾稔、上野誠：破壊確率を用いた自然斜面の崩壊予知に関する研究、土木学会論文報告集、第281号、pp.65～74、1979。

- 3) 八木則男、矢田部龍一、山本浩司：雨水浸透による斜面崩壊、土木学会論文報告集、第330号、pp.107～114、1983.
- 4) Yagi, N., R. Yatabe and K. Yamamoto: Slope Failure Mechanism due to Seepage of Rain Water, Proc. 7th, ARCSMFE, Vol. 1, pp. 382～386, 1983.
- 5) 矢田部龍一、八木則男、榎明潔：降雨浸透を考慮した斜面安定解析法の検討、地すべり、22巻、3号、掲載予定、1985.
- 6) 矢田部龍一、八木則男、榎明潔：不かく乱まさ土の強度特性と斜面安定解析、切土のり面および斜面の風化と安定に関するシンポジウム発表論文集、pp. 43～50、1985.
- 7) 矢田部龍一：雨水浸透時の斜面安定解析、愛媛大学工学部紀要、第10巻、第4号、pp. 453～461、1985.
- 8) 八幡敏雄：土壌の物理、第5章、東京大学出版会、pp. 95～103、1975.
- 9) Freeze, R. A. : Three Dimensional, Transient, Saturated-Unsaturated Flow in a Groundwater Basin, W. R. R., Vol. 7, No. 2, pp. 347～366, 1971.
- 10) Neuman, S. P. : Saturated-Unsaturated Seepage by Finite Elements, Proc. ASCE, HY, Vol. 99, No. 12, pp. 2233～2250, 1973.
- 11) 赤井浩一、大西有三、西垣誠：有限要素法による飽和-不飽和浸透流の解析、土木学会論文報告集、第264号、pp. 87～96、1977.
- 12) 岡太郎、角屋睦、野口美具：宅地域の雨水浸透と流出特性、京大防災研究所年報、第23号、B-2、pp. 227～238、1980.
- 13) 矢田部龍一、八木則男、榎明潔、仁尾雅人：浸透解析による降雨時の斜面内水圧に及ぼす斜面形状の影響、土木学会第37回中国四国支部研究発表会講演概要集、pp. 219～220、1985.
- 14) Fellenius, W. : Erdstatische Berechnung, Berlin, W. Ernst und Sohn, 1927.
- 15) Bishop, A. W. : The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes, Geotechnique V, No. 1, pp. 7～17, 1955.
- 16) Spencer, E. : A Method of Analysis the Stability of Embankments assuming Parallel Inter Slice Forces, Geotechnique, Vol. 17, No. 1, pp. 11～26, 1967.
- 17) Janbu, N. : Application of Composite Slip Surfaces for Stability Analysis, Proc. European Conf. on Stability of Earth Slopes, Vol. 3, pp. 43～49, 1954.
- 18) 沖村孝：山腹表層崩壊発生位置の予知に関する一研究、土木学会論文報告集、第331号、pp. 113～120、1983.
- 19) 田行啓一、荒井克彦：非円形すべり面法による斜面安定解析、土木学会第38回年次学

術講演会講演概要集、第3部、pp.311～312、1983.

- 20) 平田忠積、前田弘、斎藤国臣：まさ土による高盛土の設計事例－大規模宅地造成工事－、土と基礎、Vol.33、No.6、pp.49～61、1985.
- 21) 鶴飼恵三、細堀建司：分割法における帯片側面の水圧の処理、土と基礎、pp.39～42、1985.
- 22) 榎明潔：上界定理を用いた数値解析法、第18回土質工学研究発表会発表講演集、pp.911～912、1983.
- 23) 小林昭一、田村武、角哲也：剛塑性有限要素法による土構造物の極限解析について、第18回土質工学研究発表会発表講演集、pp.909～910、1983.
- 24) 山下清、加倉井正昭、判野松次郎：ライスマー法による地盤の極限解析例、第18回土質工学研究発表会発表講演集、pp.913～914、1983.
- 25) 矢田部龍一、八木則男、榎明潔、岡山孝：降雨時の斜面安定におよぼす斜面形状の影響、第20回土質工学研究発表会発表講演集、pp.1399～1400、1985.
- 26) 西垣誠、河野伊一郎：降雨の斜面への浸透解析、第21回自然災害科学総合シンポジウム講演要旨集、pp.481～484、1984.

第6章 斜面崩壊発生時期の予測

6.1 概説

豪雨時には斜面崩壊が頻発し、人命をはじめとして多大の被害がでている。斜面崩壊の発生時期を予知することは、被害を最小限に食い止め人命を守るために極めて重要なことである。降雨時の斜面崩壊の予知法に関しては数多くの研究がなされてきているが、十分な成果をあげているとは言い難い。崩壊の予知法には①発生場所、②発生時期、③崩壊の規模の3つの項目が満たされている必要があろうが¹⁾、ここでは災害から人命を守るために最も重要な発生時期の予知の可能性について調べる。

発生時期の予知に関しては大別して2つの方法がある。一つは崩壊発生を前兆としての斜面のなんらかの動きから検知しようとするものであり、もう一つは崩壊発生を支配する主な誘因の変化から予測しようとするものである。前者では地表面の変位速度の変化を用いる斎藤の方法²⁾や、地表面の傾斜の変動³⁾、あるいは微小音を測定することにより予知する方法⁴⁾なども提案されている。後者では代表的なものとして崩壊発生危険雨量の設定が検討され実用化されてきている⁵⁾。これらの予知法に関しては、その有効性を実証した事例もかなり報告されているが、反面多くの問題点も残されている。

斜面崩壊の発生時期に関する確固たる予知法が確立されていない理由の一つとして、崩壊機構が多様であり、その支配要因が十分解明されていないことがあげられる。前章までに述べたことから、斜面先下部での過大な間隙水圧が斜面崩壊の主要因であることや、飽和・不飽和浸透解析により降雨時の斜面内間隙水圧を精度良く追跡できることなどが明らかになっている。そこで、本章では主に斜面崩壊の主要因である間隙水圧に着目して、降雨時の斜面崩壊予知の可能性について検討する。また、従来、危険降雨量（限界雨量）の設定が経験的になされているが、降雨条件と崩壊の関係に影響する条件を数値解析により検討し、危険降雨量を設定する上での留意点を明らかにする。さらに、数値解析による危険降雨量の設定の可能性を検討する。

本章の各節は次のとおりである。

6.2節では、室内で降雨による斜面崩壊実験を行ない、前兆現象による斜面崩壊発生時期の予知の可能性について検討した。

6.3節では、4.3節で示した現地での降雨による斜面崩壊実験結果を用いて、前兆現象による斜面崩壊発生時期の予知の可能性について検討した。

6.4節では、崩壊発生までの連続総降雨量と崩壊の関係に影響する要因に検討を加え、さらに、数値解析により危険降雨量を求めることができることを示した。

なお、6.2、6.3節の内容は既に文献6)～8)に発表済みである。

6.2 室内実験による降雨時の斜面崩壊予測の検討

6.2.1 試料、実験装置、実験方法

試料は2mmの篩を通した海砂と豊浦標準砂である。海砂の粒径加積曲線を図6.2.1に示す。海砂の比重 G_s は2.67であり、飽和透水係数 K_s は間隙比 $e = 0.87$ で $2.0 \times 10^{-2} \text{ cm/s}$ 、 $e = 0.75$ で $1.1 \times 10^{-2} \text{ cm/s}$ 程度である。実験土槽ならびに降雨装置は図4.2.2に示したものを使用した。模型斜面の概要を図6.2.2に示す。斜面に平行に不透水層を入れて実験した。また、斜面肩背面に礫を入れて礫部に湛水させることも可能である。

実験は次に示す5ケースに対して行なった。

Run No.	試料	斜面角度	その他の条件
1	豊浦標準砂	30°	$e = 0.82$ 、礫部給水なし
2	〃	30°	$e = 0.80$ 、礫部給水
3	海砂	30°	$e = 0.87$ 、礫部給水
4	〃	30°	$e = 0.75$ 、礫部給水
5	〃	40°	$e = 0.87$ 、礫部給水なし

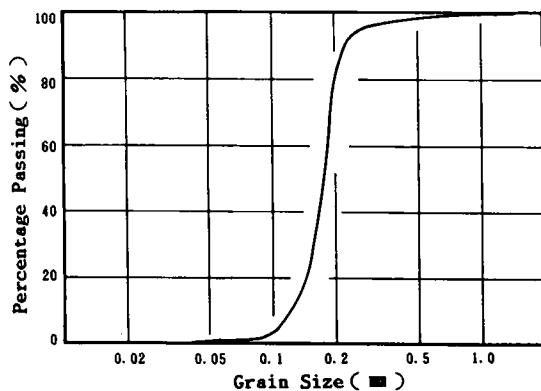


図6.2.1 粒径加積曲線

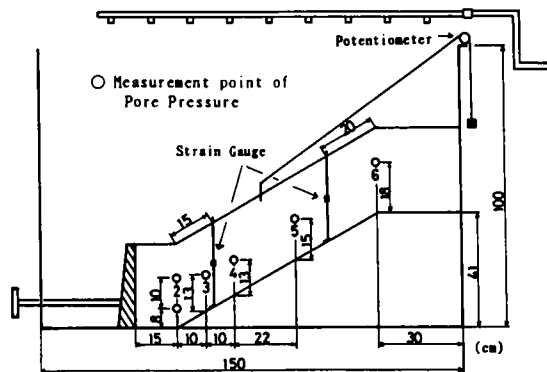


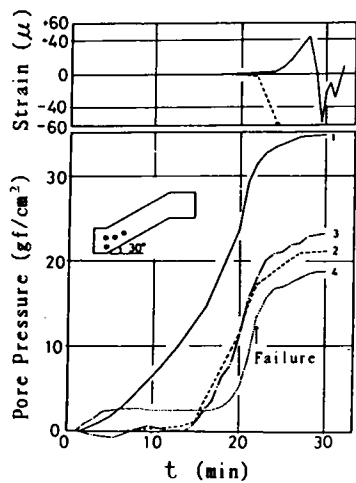
図6.2.2 模型斜面の概要

模型斜面は厚さ5～6 cm程度づつ試料を入れ、各層均一に突き固めて作成した。斜面の層厚はいずれのケースも30 cmである。降雨はスプリンクラーにより、降雨強度100 mm/hで与えた。Run No. 2～4では人工降雨を与えると同時に礫部にも給水し、湛水させた。礫部に湛水させたのは、人工降雨だけでは斜面先からの小規模な崩壊が徐々に進行していくだけであるので、より大規模な崩壊を起こすために行なった。礫の部分への給水の時期の詳細は結果を示す図に併記してある。

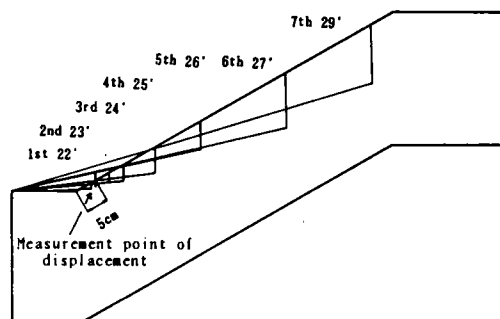
計測は間隙圧、地表変位、地中ひずみについて行なった。間隙水圧計はひずみゲージ式の容量100 gf/cm²のものをを用い、地表変位は精度1 mmのポテンシオメーターにより、また、地中ひずみは0.5 mm厚さの鋼板に取り付けたひずみゲージにより測定した。ひずみゲージは地表から15 cm深さの1ヶ所だけに取り付けてある。それぞれの計測器の設置位置を図6.2.2に併記してあるが、変位計は実験ごとに設置位置を多少変えた。詳しい設置位置は結果を示した図に併記してある。なお、崩壊の状況の観測のためビデオカメラによる撮影も併せて行なった。

6.2.2 実験結果と考察

Run No. 1～5の間隙圧、地中ひずみ、地表変位の経時変化と崩壊形態を図6.2.3 a)、3 b)～図6.2.7 a)、b)に示す。海砂の崩壊形態の図をみると、土塊として崩壊したように示してあるが、実際は土塊として崩壊したのではなく、徐々に流出するような崩壊であった。図には、ある時刻での崩壊の範囲を示してある。豊浦標準砂では、図に示す位置にテンションクラックが発生し、土塊として崩壊した。

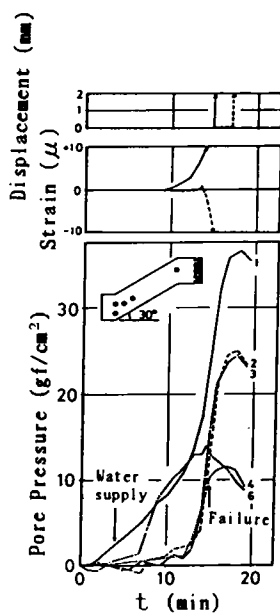


a) 間隙圧、地中ひずみの経時変化

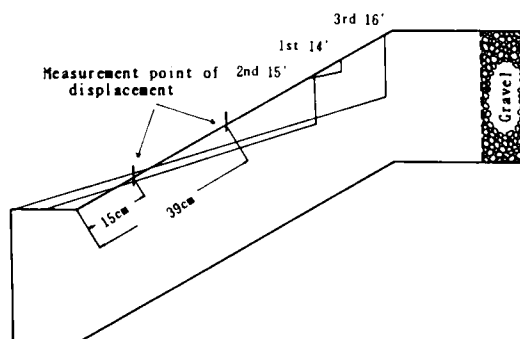


b) 崩壊発生時刻と崩壊形態

図6.2.3 実験結果 (Run No.1)

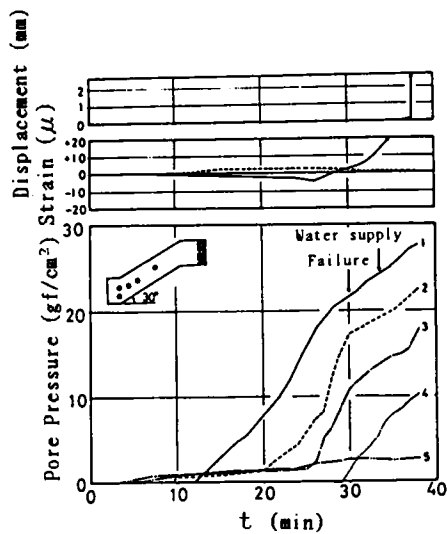


a) 間隙圧、地表変位、
地中ひずみの経時変化

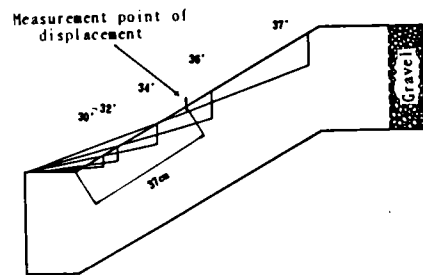


b) 崩壊発生時刻と崩壊形態

図6.2.4 実験結果 (Run No.2)

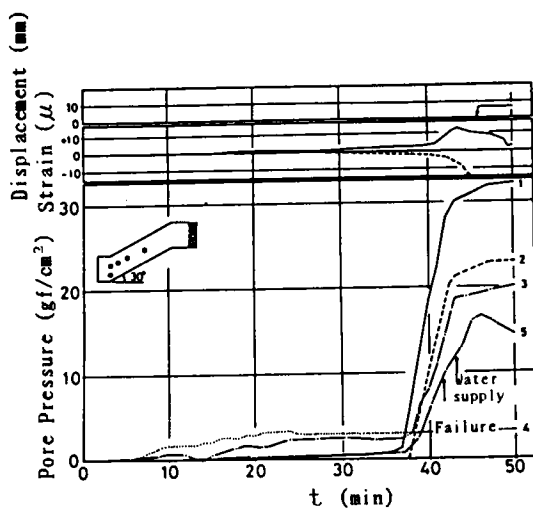


a) 間隙圧、地表変位、
地中ひずみの経時変化

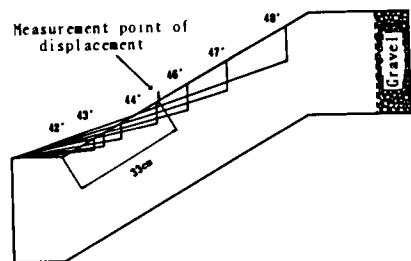


b) 崩壊発生時刻と崩壊形態

図6.2.5 実験結果 (Run No. 3)

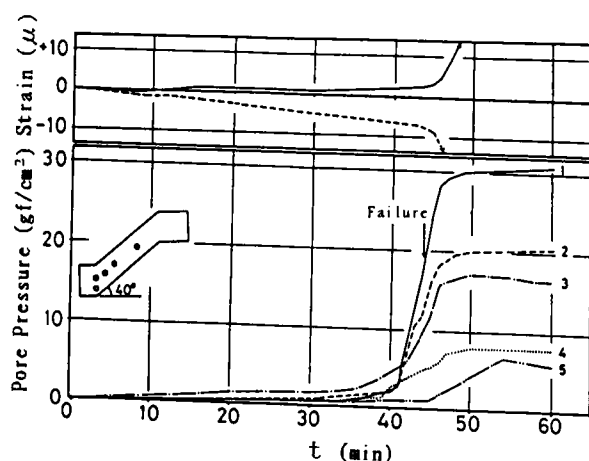


a) 間隙圧、地表変位、
地中ひずみの経時変化

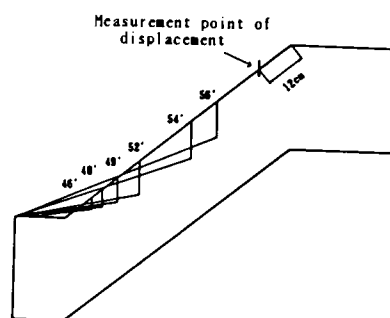


b) 崩壊発生時刻と崩壊形態

図6.2.6 実験結果 (Run No. 4)



a) 間隙圧、地中ひずみの経時変化



b) 崩壊発生時刻と崩壊形態

図6.2.7 実験結果 (Run No. 5)

まず、地表変位の経時変化をみると、いずれのケースでも崩壊に先立って目立った変化はほとんどない。そして、土塊の崩壊とともに一気に変化している。次に、地中ひずみの経時変化をみると、崩壊に先立って10 μ 足らずの変化がみられる。ひずみの測定は深さ方向に1点だけであるので変位を求めることは困難であるが、30cm厚さの土が単純せん断されていると仮定すれば、10 μ のひずみは0.003mmの変位となる。寺島ら⁹⁾も室内実験を行っているが、その結果でもやはり微小変位が観測されてすぐに崩壊が発生している。これらのことから考えて、砂質地盤の小規模な表層崩壊の予知を地表変位により行なうことには無理があると思われる。前述したように、地中ひずみは崩壊の数分前から比較的顕著な変動を示すので、地中ひずみを測定することにより崩壊時期を予知できる可能性はある。しかし、変動量が小さいことと明確な変動が起こっているのが崩壊の数分前からということから考えると、実用的にはかなり困難が予想される。

地表変位、地中ひずみと比べると、間隙圧は崩壊に先立って比較的顕著な変化を示している。実験により違いはあるが、崩壊の5~20分前から間隙圧が増加しはじめている。これから、降雨浸透に伴う間隙圧の変化を測定することにより、表層崩壊の発生時期を予知できる可能性が高いことが明らかになった。

6.2.3 有限要素法による降雨時の斜面変形解析

本実験を対象に降雨時の斜面変位を有限要素法による非線形弾性解析により求めた。以下に解析手法と解析結果を示す。

(1) 解析方法

まず、降雨前の斜面の初期応力状態は自重のみを与え、弾性解析により求めた。次に、降雨時に発生する間隙水圧であるが、任意の要素の土の応力の釣り合い式を有効応力で表示すると次式のようになり、

$$\frac{\partial \sigma_x'}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} = 0 \quad \text{-----} \quad (6.2.1)$$

$$\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y'}{\partial y} + \frac{\partial u}{\partial y} + \gamma = 0 \quad \text{-----} \quad (6.2.2)$$

間隙水圧は物体体積力として扱うことができる。従って、飽和・不飽和浸透解析より求めた間隙水圧を用いて、荷重漸増法により斜面の各節点の変位を求めることができる。用いた応力～ひずみ関係を図6.2.8に示したが、これは次式に示す各応力レベルに応じた接線変形係数より得られたものである。

$$\frac{E_t}{E_0} = a \cdot \frac{d_{min}}{R_r} \quad \text{-----} \quad (6.2.3)$$

$$d_{min} = c_s \cdot \cos \phi_s + \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \cdot \sin \phi_s + \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \quad \text{-----} \quad (6.2.4)$$

$$R_r = c_s \cdot \cot \phi_s + \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \quad \text{-----} \quad (6.2.5)$$

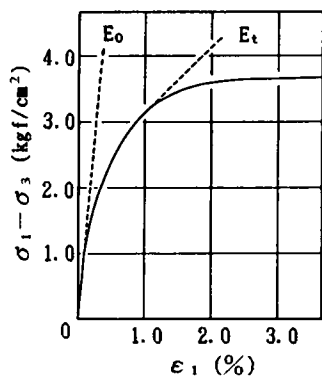


図6.2.8 応力～ひずみ関係

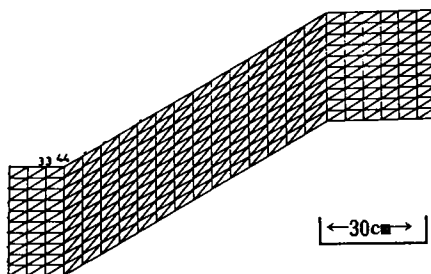


図6.2.9 要素分割図

ここに、 E_t ：各応力状態に応じた接線変形係数、 c_d ：粘着力、 E_o ：初期接線変形係数、 ϕ_d ：内部摩擦角、 σ_1' 、 σ_3' ：最大、最小有効主応力、 a ：実験定数である。

モデル斜面の要素分割図を図6.2.9に示す。

(2) 解析結果

解析による地表変位の1例を図6.2.10に示す。これはRun No.5を対象に解析したものであり、節点番号33の変位である。図から降雨開始後49分までは地表変位がわずかに生じていたものが、49～50分の間に一気に大変位が発生していることがわかる。この解析結果からも地表変位により崩壊発生時期の予知を行なうことは困難であることが確かめられた。なお、今回の解析は非線形弾性解析であるので斜面の変形挙動を忠実に再現できていないと思われる。しかし、斜面の応力、変形解析を行なう場合、初期の応力状態の設定が困難であり、また、解析結果は初期応力状態の影響を大きく受けるという理由で、より厳密な解析を行なっても意味が乏しいのでこのような解析法で行なった。

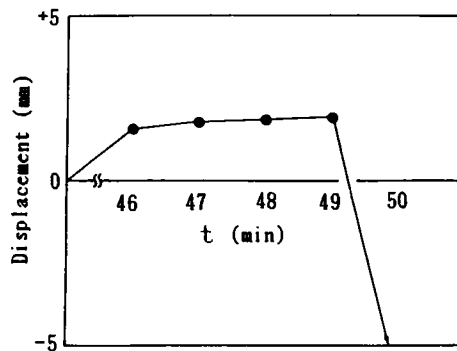


図6.2.10 地表変位の解析結果

6.3 現地実験による降雨時の斜面崩壊予測の検討

前節の室内実験結果より、崩壊の前兆現象としての地表変位、斜面内間隙圧、地中ひずみの挙動がある程度明らかになった。室内実験結果を参考にして、4.3節で行なった現地実験による計測データをもとに降雨時の斜面崩壊時刻の予知について検討を加える。崩壊発生までの地中ひずみ、地表変位、それに間隙水圧の計測データから崩壊時刻の予知の可能性を考えてみる。

まず、地中ひずみと地表変位について考える。地中ひずみであるが、図4.3.11に示したように感度をあげているせいもあって若干の変動は見られるが、予知に使える目立った変化はしていない。また、地表変位は崩壊土塊に設置されたNo.9'にみられるように崩壊の発生とともに一気に大変位が測定されているが、地表変位計の分解能は1mm程度あるにもかかわらず崩壊の前兆現象としての地盤の微小変位は測定されていない。崩壊土塊よりも上方に設置された地表変位計(No.2'、6')でも崩壊時に約1cmの急激な変位を測定しているのみで、やはり前兆現象としての微小変位は測定されていない。これから、今回のような崩壊では地表変位も予知に適していないことがわかる。

つぎに、間隙圧の挙動について考える。間隙圧の経時変化は、既に4.3節の図4.3.10に示してある。最も興味深い現象を示しているのが、崩壊土塊内およびその側方に設置された間隙水圧計(No.6、7、8)の測定データである。これらは、いずれも崩壊発生時刻の10~20分前から急激な間隙水圧の上昇を示している。特にNo.7ではそれまで間隙水圧の発生がほとんど見られなかったものが、急激に上昇している。これから、今回のように突発的に起こる斜面崩壊の発生時刻の予知には地表変位計や地中ひずみ計よりも間隙水圧計の方が有効であることがわかる。ここで、間隙水圧測定結果から崩壊発生時期を予知する方法について考えてみる。正の間隙水圧が急激に増加しはじめれば崩壊の危険性は当然大きい。増加しはじめたからといって必ずしも崩壊が発生するとは限らない。定量的に崩壊の危険性を評価するためには、あらかじめ安定解析を行ない、崩壊発生時の斜面内の間隙圧を求めておく必要がある。そして、その求めた間隙水圧をもとに崩壊発生の危険性のある間隙水圧を設定しておけば、その数値を基準として避難警報などの対策が取れると考えられる。

ところで、崩壊時刻の予知には、砂質土地盤であっても地表変位の測定にもとづき、斎藤の崩壊時刻の予測式により予測する方法が多く用いられ、実際効果を発揮している^{10)、11)}。しかし、本実験では崩壊に至るまで顕著な地表変位の発生はみられなかった。この理由として、次のことが考えられる。

一つは、崩壊が薄いすべり帯で発生し、また、非常に低圧下であるので土の破壊ひずみが小さく、その結果、崩壊に先立ってせん断変位がほとんど検知できなかったのではないかということである。どの程度の厚さのすべり帯で崩壊が発生したか詳しいことはわからないが、すべり落ちた土塊がかなり原状を留めていたことから推定すれば、すべり帯はせいぜい10cm厚以下であろう。次に、低圧下でのまさ土の破壊ひずみについて考える。図6.3.1に、不かく乱まさ土の側圧一定圧密排水三軸圧縮試験により求めた破壊ひずみ ϵ_r と拘束圧 σ_3 の関係を示す。試料は3.4節で使用した試料A、B、C、Dである。これから、

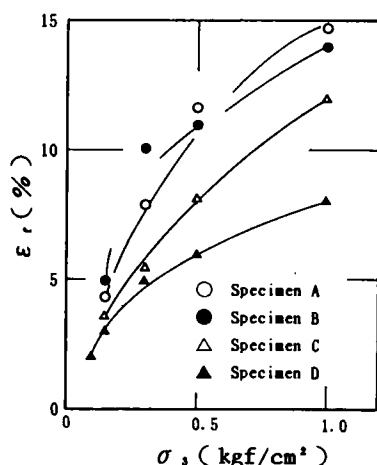


図6.3.1 拘束圧と破壊ひずみの関係

不かく乱まき土の破壊ひずみは拘束圧の影響を大きく受けており、低拘束圧下ではかなり破壊ひずみは小さくなる。現地実験を行なった斜面の表層土の厚さは約1 mであり、拘束圧は非常に小さい。従って、破壊ひずみもかなり小さいと予想される。これから、崩壊が薄いすべり帯で発生し、また、低圧下での土の破壊ひずみが小さいので、事前に検知できるほどの変位が発生しなかったと考えられる。

二つ目の理由として、次のことが考えられる。5.3節の図5.3.3に示したように、崩壊直前のすべり面付近の間隙圧の変化をみると、降雨浸透に伴う間隙圧の増加だけでなく、せん断変形に伴う正の間隙水圧が発生していることがわかる。本実験地の土は非常に緩かったので、せん断変形時に正の間隙水圧が発生したのであろうが、密な土からなる斜面では図4.4.9に示したようにせん断変形時に負の間隙水圧が発生したと考えられる現象を示している。砂質土斜面でも部分排水的な条件下でせん断変形が生じる可能性のあることがわかったが、ここで、部分排水的な条件下で斜面崩壊が発生する場合の崩壊速度を考えてみる。斜面の土が非常に緩くて、せん断変形時に正の間隙水圧が発生する場合には、変形が発生し始めれば一気に崩壊に至ると思われる。逆に、密な土で、せん断変形時に正の間隙水圧が発生する場合には、図4.4.9に示すように負圧の発生に伴う吸水過程を伴うので、緩い土の場合に比べて崩壊速度は若干遅くなると考えられる。従って、変形が生じ始めて、すぐ崩壊に至る可能性が高いと考えられる緩い土からなる斜面の場合、前兆現象としての地表変位の挙動から崩壊予知を行なうことは、密な土からなる斜面の場合に比べて、より難しいと考えられる。本実験地の場合、土が非常に緩い状態であったので、せん

断変形が生じ始めて一気に崩壊に至ったものと思われる。

今回行った実験のように、崩壊が急激に発生する場合には間隙水圧の計測に基づく予知が有効であることが明らかになった。しかし、上記のような手法を崩壊の予知に適用するにはまだ多くの問題が残されている。

一つは設置位置の問題である。危険な斜面を予測し、かつ、有効な位置に計測器を設置することはかなり困難なことである。これまで、地表変位などの計測に基づき崩壊時刻の予知に成功した例はかなり多くあるが、いずれの場合も変状が事前に発見されてから計測器が設置されている。発生時刻の予知とともに、発生場所の予測に関する研究を進める必要がある。

もう一つは間隙水圧計自体の問題である。斜面崩壊の大半を占める表層崩壊を対象にする場合、測定水圧がせいぜい $0.1\sim 0.2\text{kgf/cm}^2$ 以下であるので非常に精度が要求される。また、長期にわたる計測となるので長期の安定性や耐久性も問題であろう。今回、現地実験のため精度の良い間隙水圧計を試作し、一応の成果を得たが、長期にわたる安定性などは今後改良していく必要がある。

また、間隙水圧がどの程度の値まで上昇すれば崩壊の危険性があるかをあらかじめ求めておく必要がある。災害から人命を守る上で、前兆現象による崩壊の予知は重要であり、まだ確固たる予知法が確立されていない現状では、今回有効性が確認された間隙水圧も含めて、もっと多くの斜面で、実際に種々の前兆現象を測定することにより、予知の精度を高める努力をする必要がある。

6.4 危険降雨量に影響する要因の検討と数値解析に基づく危険降雨量の検討

これまで、降雨条件と崩壊発生時期の問題について、ある程度研究がなされている。大別すれば、連続雨量と降雨強度による判定法¹²⁾、実効雨量と降雨強度による判定法¹³⁾、タンクモデルによる降雨貯留量による判定法¹⁴⁾などである。これらの結果をみると、地域的な特性に左右され、一般的な雨量の限界値を定めることは困難なようである。

まさ土地域に関しては、網干ら¹⁵⁾、道上ら¹⁴⁾の研究などがある。網干らは事前降雨量として災害発生の前日までの2週間の総雨量を、降雨強度を表わす指数として当日の日雨量をとって整理し、呉、広島などにおける限界雨量曲線を得ている。また、その限界雨量曲線と他の土質の地域での限界雨量曲線を比較して、まさ土地域のそれが低い限界値を与えることを指摘している。このような限界雨量曲線を各地域ごとに作成すれば、防災対策として非常に有益であろう。道上らはタンクモデルを用いて呉市の崩壊データを対象に解

析を行ない、崩壊発生時期の予測が可能であるという結論を得ている。

従来提案されている危険降雨量といった考え方は、防災対策上、とくに避難警報などの問題に対して重要な情報を提供するものと思われる。そこで、本節では、土質の諸物性を考慮して限界雨量曲線を設定する上で重要であると考えられる崩壊が発生するまでの降雨量に影響する条件に検討を加え、それらの各条件の影響を数値解析的に検討する。なお、タンクモデルも非常に有効な手法であろうが、本研究ではタンクモデルによる方法は試みていない。

6.4.1 崩壊発生までの連続総降雨量と崩壊の関係に影響する要因

これまで、崩壊が発生する限界雨量曲線に対する検討が行なわれてきているが、崩壊発生までの連続総降雨量と崩壊の関係に影響する要因に対する検討が若干欠けているように思われる。様々な条件が絡み合って発生する崩壊を降雨量のみから予測する場合には、崩壊発生までの連続総降雨量と崩壊の関係に影響する要因を定量的に評価しておく必要があるだろう。

そこで、まず、崩壊が発生するまでの降雨量と崩壊の関係に影響する要因について考えてみる。これまで述べてきたように、降雨時の斜面崩壊は水に関する問題と安定に関する問題の複合問題である。従って、崩壊が発生するまでの降雨量と崩壊の関係に影響する条件も大別してその2つになる。水に関する特性としては、地盤の飽和度、浸透特性、透水層の厚さや水の集まりやすさといった地形条件、降雨パターンなどである。ここで、浸透特性とはミクロ的な表層土の要素としての浸透、保水特性のみならず、マクロ的な表層土全体における浸透、保水特性といったものも含む。なお、浸透特性は植生の影響も大きだろう。安定に関する特性としては、強度定数、斜面角度や表層土の厚さといった地形的条件がある。表層土の強度には根の影響があるので、植生も当然影響する。

降雨時の斜面崩壊は上記したような様々な要因の影響を受ける。従って、厳密にみれば全ての条件が同じ斜面はないので、崩壊が発生するまでの降雨量も斜面ごとに異なっていると考えられる。こういった立場を取ると、厳密な意味での限界雨量曲線の設定は困難である。しかし、実用的にはある幅を持った限界雨量曲線の設定も意味があろう。そこで、限界雨量曲線を設定する場合の考え方を次に述べる。なお、植生や集水面積といった問題も重要ではあるが、今回は言及しない。実際の地形は3次元であり、崩壊に与える集水面積の影響は大きいであろうが、第1近似的なアプローチとして2次元的な取り扱いも意味があると思われる。

2.1節で既に述べたが、広島県呉地域と愛媛県東予地域では第1回目の崩壊が発生し

た日の日雨量と崩壊発生前の1週間雨量で整理することにより、若干ばらつきはあるが、限界雨量曲線を得ることができた。また、同様な整理を行なった愛媛県南予地域の場合には限界雨量曲線を求めることはできなかった。これは、以下のような理由によるものと考えられる。呉および東予地域の地質はまさ土からなっている。2.1節で述べたように、まさ土地帯では、透水係数、表層土の厚さや強度といったものが比較的一様である。また、梅雨や台風時の降雨パターン、松を主とした植生もほぼ似通っている。そういった条件で、呉地域と東予地域では限界雨量曲線を得ることができたのであろう。一方、愛媛県南予地域は中央構造線の南側に位置し、いわゆる三波川帯、秩父帯という日本でも有数の複雑な地質からなっている。そのため、浸透特性、透水層の厚さ、強度といったものが、場所ごとに非常に異なっている。従って、崩壊が発生するまでの降雨量も場所ごとに大きく異なり、地域全体における限界雨量曲線を求めることが困難であったと考えられる。以上の結果から地域を限定すれば限界雨量曲線を求めることができる可能性があることが明らかになった。

ところで、地域を限定するにあたって、崩壊が発生するまでの降雨量と崩壊の関係に影響する要因を定量的に評価しておく必要がある。次節で、地盤の飽和度（初期の圧力ポテンシャル）、透水係数、透水層の厚さ、強度定数の影響を調べる。

6.4.2 数値解析による危険降雨量の検討

(1) 解析方法

対象としたモデル斜面は図5.2.4に示してある。斜面角度は 35° 、斜面先の長さは5m、斜面先前面は排水条件である。降雨浸透に伴う斜面内間隙圧の変化は、5.2節で述べた有限要素法による飽和・不飽和浸透解析により求めた。安定解析は修正Fellenius法により行なった。安定解析にあたっては、間隙圧の変化、自重の増加を考慮した。

解析は地盤の飽和度、浸透特性、透水層の厚さ、強度定数が崩壊発生までの当日の総降雨量に与える影響を定量的に評価することと、実測した浸透特性、初期飽和度（初期の圧力ポテンシャル）などの諸物性を用いて数値解析を行ない、実際の崩壊資料に基づく愛媛県東中予の限界雨量曲線を評価できるか否かを検討することを目的とした。

地盤の初期飽和度（初期の圧力ポテンシャル）は、次のように仮定した。図6.4.1は、まさ土斜面におけるサクションと無降雨日数の関係を示したものである。同図には筆者の測定結果と小川ら¹⁶⁾の測定結果を併せて示してある。これから、ばらつきはあるが、無降雨日数の増加とともにサクションは大きくなっていることがわかる。ところで、図4.4.3に示したように、地盤内の圧力ポテンシャルは一様ではなく、表層部で大きなサクショ

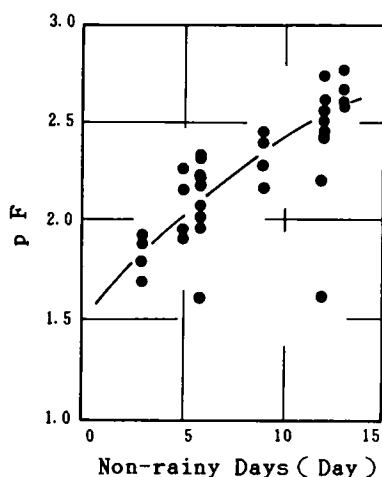


図6.4.1 サクションと無降雨日数の関係

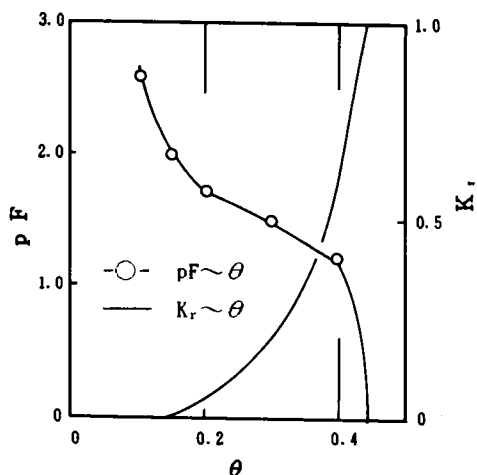


図6.4.2 浸透特性曲線

ンを持ち、深くなるにつれ徐々にサクションが小さくなるような分布をしている。解析にあたって、このような分布をそのまま用いるべきであろうが、そうすると様々な場合が想定され、一般的な結論を求めるのが大変である。斜面内の圧力ポテンシャルが一様であると仮定できれば、取り扱い是非常に簡単になる。そこで、① 斜面内の圧力ポテンシャルが深さ方向へ異なる場合、② ①の場合と全含水量は等しいが圧力ポテンシャルが深さ方向へ一様に分布している場合、の降雨浸透の比較を行なった。その結果、両者であり違いはみられなかった。従って、解析に際して初期の圧力ポテンシャル（サクション）を地盤内で一様であると仮定し、図6.4.1を参照して、 -30gf/cm^2 （無降雨日数0日に相当）、 -100gf/cm^2 （無降雨日数5日）、 -400gf/cm^2 （無降雨日数14日）の3ケースに対して解析した。

浸透特性は図6.4.2に示すものを用いた。水分特性曲線は乱したまき土試料を用いて、実測したものであり、不飽和透水係数はImay法により求めた。なお、水分特性曲線の縦軸は pF で示してある。飽和透水係数は実測で 3.35×10^{-3} である。飽和透水係数の影響を調べるため、 3.35×10^{-3} 、 3.35×10^{-4} と変えて解析した。その際、浸透特性曲線は変えないで、図6.4.2に示すものを使用した。

透水層の厚さは0.5m、1.0m、2.0mと変えた。強度定数は、有効粘着力 $c' = 0$ 、有効内部摩擦角 $\phi' = 35^\circ$ を主に用いた。なお、 c' の影響を調べるため $\phi' = 35^\circ$ で $c' = 20\text{gf/cm}^2$ 、 50gf/cm^2 の場合を、また、 ϕ' の影響を調べるため $c' = 0$ で $\phi' = 45^\circ$ の場合も解析した。乾燥密度 γ_d は 1.5gf/cm^3 とした。

(2) 解析結果と考察

図6.4.3に透水係数を変えた場合の無降雨日数と崩壊が発生するまでの総降雨量の関係を示す。なお、層厚は1.0mで、飽和透水係数 K_s を 3.35×10^{-2} 、 3.35×10^{-3} 、 3.35×10^{-4} と変え、不飽和透水係数、水分特性曲線は図6.4.3に示すものを用いた。これをみると、 K_s が 3.35×10^{-3} のものに比べて、 $K_s = 3.35 \times 10^{-2}$ では、総降雨量が約100mm少なくて崩壊が発生し、 $K_s = 3.35 \times 10^{-4}$ になると、崩壊が発生するまでの総降雨量は100mm～240mm多いことがわかる。なお、 $K_s = 3.35 \times 10^{-2}$ 、 3.35×10^{-4} のいずれの場合も実測した $K_s = 3.35 \times 10^{-3}$ の場合の水分特性曲線と同一なものを用いたが、実際は飽和透水係数が変われば水分特性曲線も変化する。一般的には、飽和透水係数が小さくなれば、同一体積含水率におけるサクシオンは大きくなり、飽和透水係数が大きくなれば、逆に同一体積含水率におけるサクシオンは小さくなる傾向がある。従って、透水係数によって、前述したように水分特性曲線を変えれば、 $K_s = 3.35 \times 10^{-2}$ の場合の総降雨量はもう少し増加し、 $K_s = 3.35 \times 10^{-4}$ の場合は逆にもう少し減少するであろう。無降雨日数と総降雨量の関係をみると、当然のことではあるが、無降雨日数が長いほど崩壊が発生するまでの総降雨量は多くなっている。

ところで、 $K_s = 3.35 \times 10^{-3}$ の場合、浸透特性曲線は松山市で採取したまさ土を試料として実測したものであり、また、初期の斜面内サクシオンや強度定数などの諸物性値も実測し、さらに、透水層厚も1.0mで、愛媛県のまさ土地域では十分考えられる値を用いて

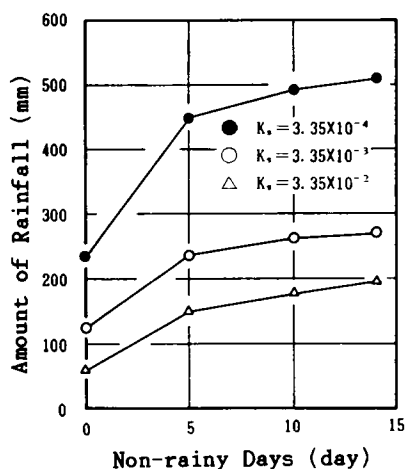


図6.4.3 透水係数を変えた場合の無降雨日数と総降雨量の関係

計算したものである。これを、図2.1.15に示した愛媛県東中予地域の実際に崩壊した資料に基づいて求めた限界雨量曲線と比較してみると、比較的よく一致しているようである。これから、数値解析的に限界雨量曲線を求めることができる可能性があることが明らかになった。ただ、限界雨量曲線を求める場合に、降雨強度としては崩壊が発生した日の当日雨量をとればいいであろうが、事前降雨量として崩壊の何日前からの累積降雨量をとるべきかは検討の余地がある。事前降雨量は地盤の初期の圧力ポテンシャルに関係したパラメーターであり、数値解析結果から、崩壊が発生するまでの総降雨量に与える初期の圧力ポテンシャル（無降雨日数）の影響は非常に大きいことが判明した。従って、事前降雨量は限界雨量曲線を求めるに当って重要なパラメーターであるが、今のところ何日間を取るべきかを理論的に求めることは困難である。数値解析によれば、ある期間の降雨量とその降雨量による斜面の圧力ポテンシャルの関係を求めることができる程度可能で、その結果を初期値として、崩壊が発生するまでの連続総降雨量を計算すれば、限界雨量曲線を求めることが可能である。しかし、事前降雨量と圧力ポテンシャルの関係を明らかにするためには、各種のケースを想定して数多くの計算をしなければならないし、また、1～2週間という長期間になると蒸発などに伴う水分移動がかなり大きく、解析に当って必ず考慮しなければならないが、蒸発などに伴う水分移動がまだ理論的に十分には解明されていないという問題がある。従って、数値解析的に事前降雨量と圧力ポテンシャルの関係を求めることは実際上かなり困難であろう。ただ、次のような方法は考えられる。

今回、崩壊資料から呉地域、東中予地域の限界雨量曲線を求めるに当っては、事前降雨量として崩壊発生日前の1週間の累計雨量を用いることにより、比較的ばらつきの小さい限界雨量曲線を求めることができた。なお、東中予の資料を事前降雨量として2週間でも整理してみたが、ばらつきが非常に大きかった。事前降雨の期間として1週間を考えたのは、次の理由による。図6.4.3をみて明らかなように、無降雨日数が長ければ当然、崩壊発生までの総降雨量は多くなる。しかし、無降雨日数が短い場合は総降雨量の増加の割合が大きい、長くなると増加の割合は小さくなる。そのことから考えて1週間で整理してみた。このように、事前降雨の期間として何日を考えるべきかを理論的に厳密に決定することは困難であるが、土の浸透特性の実測データと飽和度の変化に関する現地での長期観測結果などをもとに数値解析を行えば、ある程度その期間を限定できる。

図6.4.4に透水層厚 H を変えた場合の無降雨日数と崩壊が発生するまでの総降雨量の関係を示す。これから、崩壊が発生するまでの総降雨量に与える透水層厚の影響が非常に大きいことがわかる。 $H = 1\text{ m}$ の場合の総降雨量に比べて、 $H = 3\text{ m}$ では崩壊が発生するまでの総降雨量は60～300mm多く、 $H = 0.5\text{ m}$ では逆に50～130mm少ない。

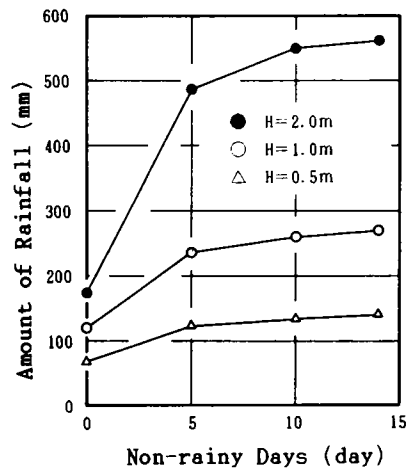


図6.4.4 透水層厚を変えた場合の無降雨日数と総降雨量の関係

図6.4.5に内部摩擦角 ϕ' を変えた場合の、また、図6.4.6に粘着力 c' を変えた場合の無降雨日数と崩壊が発生するまでの総降雨量の関係を示す。 ϕ' は 35° から 45° 、飽和時の c' は0から 20gf/cm^2 、 50gf/cm^2 と変えている。 c' 、 ϕ' を大きくすれば、当然のことではあるが、崩壊が発生するまでの総降雨量は多くなっている。ここで、安全率に与える粘着力 c' 、摩擦角 ϕ' 、間隙水圧 u の影響を考える。せん断強度 τ は次式で表わされる。

$$\tau = c' + (\sigma - u) \tan \phi' \quad (6.4.1)$$

これから、 c' と u が一定で、 ϕ' が 35° から 45° になれば、 τ は1.43倍ほど大きくなる。また、表層崩壊では σ が小さいので c' の増加の影響も当然大きい。今回の解析結果では c' 、 ϕ' の増加に伴う総降雨量の増加量はそれほど多くない。それは次の理由による。図6.4.8に、斜面先の深さ1mの場所における間隙圧の経時変化を示す。同図には各強度定数において安全率が1になる時の間隙水圧の値を示してある。これを見て明らかなように、浸潤前線が不透水層まで達するのに時間がかかるが、不透水層まで達して間隙水圧が上昇しはじめると上昇の速度はかなり大きく、定常状態になるまでの時間は比較的短い。従って、 c' 、 ϕ' の増加にみあうだけの間隙水圧が短時間で発生したので、総降雨量の増加量はそれほど多くなかったのである。なお、間隙水圧のこのような傾向は室内および現地実験でも確認されている。

以上、崩壊が発生するまでの当日の総降雨量に与える地盤の初期の圧力ポテンシャル、

浸透特性、透水層の厚さ、強度定数の影響を検討し、また、実際の崩壊資料に基づく限界雨量曲線を数値解析的に評価できるか検討した。そして、土の浸透特性の実測データと圧力ポテンシャルの変化に関する現地での長期観測結果などをもとに数値解析を行えば、限界雨量曲線を求めることが可能であることを明らかにした。また、崩壊が発生するまでの当日の総降雨量には土の浸透特性、透水層厚、初期の圧力ポテンシャルなどの降雨浸透に関するパラメーターの影響が非常に大きいことを指摘した。従って、限界雨量曲線は、降雨浸透に関するパラメーターが比較的そろった地域に限定すれば求めることが可能であろう。

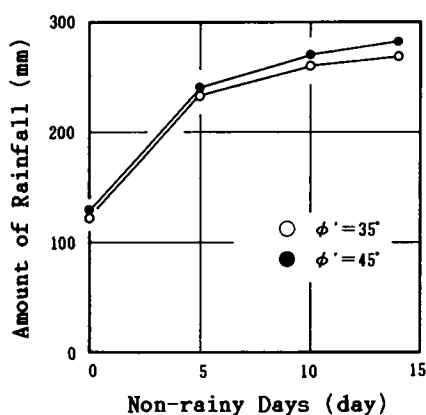


図6.4.5 内部摩擦角を変えた場合の無降雨日数と総降雨量の関係

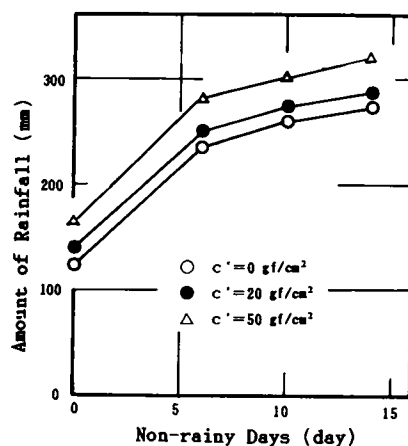


図6.4.6 粘着力を変えた場合の無降雨日数と総降雨量の関係

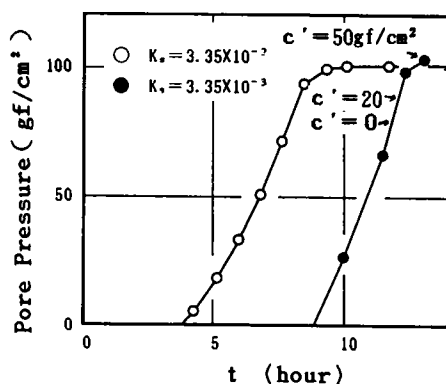


図6.4.7 間隙圧の経時変化

ところで、ある特定の比較的均一な斜面の崩壊時期の予測を行なう場合、次の方法も考えられる。上述したことから、初期の圧力ポテンシャル、水分特性曲線、地層、強度定数などが明らかであれば、崩壊が発生するまでの連続総降雨量を求めることができる。ここで、変化するものは初期の圧力ポテンシャルだけである。従って、種々の初期の圧力ポテンシャルに対応する連続総降雨量をあらかじめ求めておけば、圧力ポテンシャルを測定することにより、現時点で幾らの降雨によって崩壊が発生するかをより精度よく推定することが可能である。

6.5 結び

降雨時の斜面崩壊予知法の確立を目的として、室内実験、現地実験を行ない、前兆現象による予知法の検討を行なった。また、数値解析的に危険降雨量の検討を行なった。得られた結果は次のようである。

- 1) 間隙水圧、地表変位、地中ひずみを測定した室内実験を行なった結果、間隙水圧は崩壊の5～20分前から急激に増加しはじめ、また、地中ひずみも崩壊の数分前から若干発生するが、地表変位はほとんど計測されなかった。これから、砂質土地盤では、崩壊の前兆現象としての間隙水圧、地中ひずみを用いて、崩壊時刻の予知を行なうことができる可能性があることがわかった。ただ、地中ひずみは変動量が小さいことと明確な変動が起こっているのが、崩壊の数分前ということから考えて実用的には問題があろう。また、砂質土地盤での表層すべりのような崩壊層厚の薄い斜面崩壊では、計測可能なほどの地表変位が発生しないので、地表変位による崩壊予知は困難であろう。
- 2) 現地実験より、突発的に起こる斜面崩壊では、地表変位、地中ひずみに前兆としての微小な変動は実用上測定不能な程度しか生じない。それに対し、間隙水圧は崩壊発生前の10～20分前から急激な上昇を示しており、間隙水圧を測定することにより崩壊発生時刻を予知できる可能性があることが明らかになった。
- 3) 崩壊発生までの降雨量と崩壊の関係に影響する要因を検討し、また、呉地域、東予地域の限界雨量曲線を検討した結果、地域を限定すれば限界雨量曲線を設定できる可能性があることが明らかになった。
- 4) 実測した浸透特性曲線、初期の圧力ポテンシャル、強度定数などの諸物性値を用いて数値解析した結果、愛媛県東予地域の実際の崩壊資料に基づく限界雨量曲線と比較的よく一致することが明らかになった。従って、数値解析的に限界雨量曲線を求められる可能性がある。

- 5) 崩壊発生までの総降雨量に与える地盤の圧力ポテンシャル、透水係数、透水層の厚さ、強度定数の影響を数値解析により検討し、浸透特性、透水層厚の影響が非常に大きいことを明らかにした。従って、限界雨量曲線を求める場合、最低限、浸透特性と透水層厚が比較的そろった地域で考える必要がある。
- 6) 種々の初期の圧力ポテンシャルに対応する崩壊発生までの連続総降雨量を求めておけば、圧力ポテンシャルを測定することにより、現時点で幾らの連続総降雨量によって崩壊が発生するかをより精度よく求めることができる。

参考文献

- 1) 小橋澄治：斜面安定、鹿島出版会、pp. 18～58、1975.
- 2) 斎藤迪孝：斜面崩壊発生時期の予知に関する研究、鉄研技術研究所報告、No. 706、1970.
- 3) 森野亮宏 他6名：斜面崩壊検知に関する実験、鉄道技術研究所速報、No. 75-104、1975.
- 4) 渡正亮、板垣治：微少音による岩盤地すべりの予知手法の予備実験、土木技術資料、No. 17-2、1975.
- 5) 例えば、高連道路調査会：異常気象時の土構築物の災害予知と災害復旧に関する調査研究報告書、1981.
- 6) 八木則男、矢田部龍一、榎明潔：降雨時の斜面崩壊予知に関する室内および現地実験、地すべり、22巻、2号、pp. 1～7、1985.
- 7) Yagi, N., Enoki, M. and Yatabe, R. : Slope Failure Mechanism and Prediction Method due to Rainfall, Proc. 4th ICFL, pp. 209～214, 1985.
- 8) 八木則男、矢田部龍一、榎明潔：降雨による斜面崩壊発生時期の予知法に関する現地実験、愛媛大学農学部演習林報告、第22号、pp. 37～46、1985.
- 9) 寺島治男、森脇寛、福岡輝旗：斜面崩壊土層の変位について、昭和52年度砂防学会研究発表会講演集、pp. 22～23、1977.
- 10) 藤川寛之：柳谷斜面崩壊について、第14回日本道路会議特定課題論文集、pp. 77～79、1981.
- 11) 竹本雅俊、三島豊彦、白石省三、浜田成久：碎屑堆積物よりなる切土のり面の崩壊例、第19回土質工学研究発表会発表講演集、pp. 1267～1270、1984.

- 12) 芦田和男、高橋保、沢井健二：土石流発生危険度の評価法に関する研究、京大防災研究所年報、21号B-2、1978.
- 13) 鈴木雅一、小橋澄治：がけ崩れ発生と降雨の関係について、新砂防、Vol. 32、No. 2、1981.
- 14) 道上正規、小島英司：タンクモデルによる崖崩れの発生予測、第33回土木学会中国四国支部学術講演会講演概要集、pp. 145～146、1981.
- 15) 網干寿夫：集中豪雨とマサ土斜面の崩壊、施工技術、Vol. 5、No. 11、pp. 39～46、1972.
- 16) 小川滋、水谷完治：山林地斜面における降雨水の動態と流出機構に関する研究、愛媛大学農学部演習林報告、第20号、pp. 93～110、1983.

第 7 章 結 論

本論文はまさ土地帯における降雨時の斜面崩壊機構と予知に関する土質力学的解明を目的とした行なわれたものである。そのため、第 2 章では、まさ土地帯の崩壊の実態を調べ、その特徴を明らかにし、それに基づいて本研究の視点を述べた。第 3 章では、まず、まさ土の不飽和浸透特性について検討し、また、不かく乱まさ土のサンプリング法を提案し、せん断特性を調べた。さらに、コーン貫入試験時の留意点を指摘した。第 4 章では、室内および現地における降雨による斜面崩壊実験、それと降雨浸透および圧力ポテンシャルの現地観測を行ない、降雨時の斜面崩壊機構を検討した。第 5 章では、有限要素法による斜面内降雨浸透解析、すべり面を仮定する各種安定解析法の比較検討を行ない、降雨時の斜面安定解析法を提案した。そして、それに基づき、降雨時の斜面安定に及ぼす斜面形状などの影響を検討し、また、対策工としての水抜き孔、被膜の効果を調べた。第 6 章では、まず、前兆現象による崩壊発生時期の予知の可能性を調べるため、崩壊までの地表変位、地中ひずみ、間隙水圧の挙動を調べる室内および現地実験を行ない、それらによる予知の可能性について検討した。さらに、崩壊が発生するまでの連続総降雨量と崩壊の関係に影響する水理的条件、力学的条件に対して、数値解析により検討を加え、限界雨量曲線を数値解析的に求めることの可能性を調べた。

各章の結論は章末尾の「結び」に列記してあるので、本章ではこれらを要約して、本論文全体の結論とする。

不かく乱まさ土のサンプリングとせん断特性

不かく乱まさ土のサンプリングは、ブロックサンプリングした試料を不飽和状態で凍結させ、試作したコアビットで成形する方法により可能であることを示した。また、その方法によれば、試料のばらつきを押さえることができる。

斜面安定解析を行なう場合、低圧下での強度定数を精度よく求めることは非常に重要なことである。そのため、供試体周面がゴム膜で被われ、平均主応力が変化しない単純せん断試験機を試作し、低圧下での強度特性を調べ、その試験機によれば低圧下での強度定数を精度よく求めることができることを示した。また、切断面、薄い粘土層が介在するまさ土試料の強度特性を明らかにした。さらに、間隙比の等しい不かく乱まさ土と突き固めたまさ土のせん断特性は異なり、その原因として、間隙分布、粒子破碎、粒度分布の相違を指摘し、それらの影響を明らかにした。

貫入抵抗に与える間隙水圧、飽和度の影響

飽和砂質土地盤への静的、動的貫入抵抗には、貫入時に発生する間隙水圧が大きく影響することを明らかにした。そして、その結果に基づき、貫入チップ先端部より流体圧を作用させる新しい貫入試験法を提案し、その試験によれば、より精度のよい測定ができることを示した。

まさ土地盤における貫入抵抗には、間隙水圧の影響とともに地盤の飽和度の影響が非常に大きいことを明らかにした。降雨時の斜面安定を対象として、まさ土斜面をコーン試験により調査する場合、飽和度をかなり高い値にそろえて試験することが望ましい。

降雨による斜面崩壊機構

降雨による斜面崩壊機構を調べるため、室内模型実験、現地での降雨による斜面崩壊実験、現地観測を行なった。そして、斜面内間隙水圧の増加が、崩壊機構の主要因の一つであること、特に上向き浸透が発生するような場合は非常に崩壊の危険性が高いことを指摘した。また、地下水位を測定している実際の斜面崩壊例からも、降雨に伴う間隙水圧の影響が非常に大きいことが確かめられた。

降雨浸透を考慮した斜面安定解析

降雨時の斜面安定解析法を開発するため、飽和・不飽和浸透解析とすべり面を仮定する各種安定解析法の比較検討を行なった。そして、有限要素法による飽和・不飽和浸透解析により降雨時の斜面内間隙圧の経時変化を精度よく追跡できること、降雨時の安定解析法としては非円形のJanbu法、修正Fellenius法などが適当であることを示した。また、現地実験結果に適用し、解析法の妥当性が確認された。

前兆現象による斜面崩壊発生時期の予知

崩壊までの地表変位、地中ひずみ、間隙水圧の挙動から崩壊発生時期の予知の可能性を調べるため、室内および現地実験を行なった。その結果、崩壊発生までに地表変位の変化はほとんどみられず、地中ひずみには若干の変動がみられた。また、間隙水圧は室内実験、現地実験の両者において、明確な上昇を示した。これから、砂質土斜面での表層すべりのような崩壊層厚の薄い崩壊では、地表変位、地中ひずみによる崩壊発生時期の予知はかなり困難であるが、間隙水圧による予知の可能性は高いことが明らかになった。

危険降雨量による斜面崩壊発生時期の予知

降雨時の斜面崩壊は様々な要因が重なり合って発生する。従って、厳密には限界雨量曲線を設定して斜面崩壊時期の予知をすることは不可能である。しかし、それらの各種条件の影響を数値解析により検討した結果、土の浸透特性、透水層厚などの影響が大きいことが明らかになった。従って、土の浸透特性、透水層厚が比較的そろった地域に限定すれば、限界雨量曲線を求めることが可能である。実際、それらの条件が比較的そろっている広島県呉地域、愛媛県東中予地域では限界雨量曲線を求めることができた。

また、実測した浸透特性、初期の圧力ポテンシャルなどを用いて数値解析した結果、愛媛県東中予地域の実際の崩壊資料に基づく限界雨量曲線とほぼ等しい値を得ることができた。従って、浸透特性、初期の圧力ポテンシャルなどの測定データがあれば、各地域での限界雨量曲線を数値解析的に求めることができる。さらに、ある特定の斜面の崩壊予測を行なう場合、あらかじめ種々の圧力ポテンシャルに対応する崩壊発生までの連続総降雨量を求めておけば、圧力ポテンシャルを測定することによって、現時点で幾らの連続総降雨量によって崩壊が発生するかをより精度よく求めることができる。

本論文の結論は以上のとおりであり、まさ土地帯における降雨時の斜面崩壊の予知ならびに対策を行なううえで有力な資料となり得る。しかし、本研究で提案した方法を実用化するためには、実際の斜面の複雑性を考えると残された問題も多く、今後、現地観測、現地実験などを積み重ねていくことが必要である。本論文の成果が今後の研究の一助になれば著者の幸いとするところである。

謝 辞

本研究を遂行するにあたり、終始懇切な御指導を賜った京都大学防災研究所教授柴田徹博士、愛媛大学工学部教授八木則男博士に深く感謝致します。また、土質力学の基本を始めとして、様々な面にわたって御教示、御指導を賜った京都大学工学部教授足立紀尚博士、名古屋工業大学助教授松岡元博士、農林水産省水産工学研究所室長大槇正紀博士、京都大学防災研究所助教授関口秀雄博士、鹿児島大学工学部助教授北村良介博士、鳥取大学工学部助教授清水正喜博士、愛媛大学工学部教授稻田善紀博士、愛媛大学工学部助教授榎明潔博士に深く感謝致します。

本研究の実験、計算に際しては、元愛媛大学大学院生山本浩司氏、武智修氏、中岡計雄氏、仁尾雅人氏の諸君を始め、元愛媛大学工学部学生の多くにもお世話になった。また、実験装置の製作にあたっては愛媛大学工学部海洋工学科技官二神治氏のお世話になった。関係諸氏に心から感謝致します。